

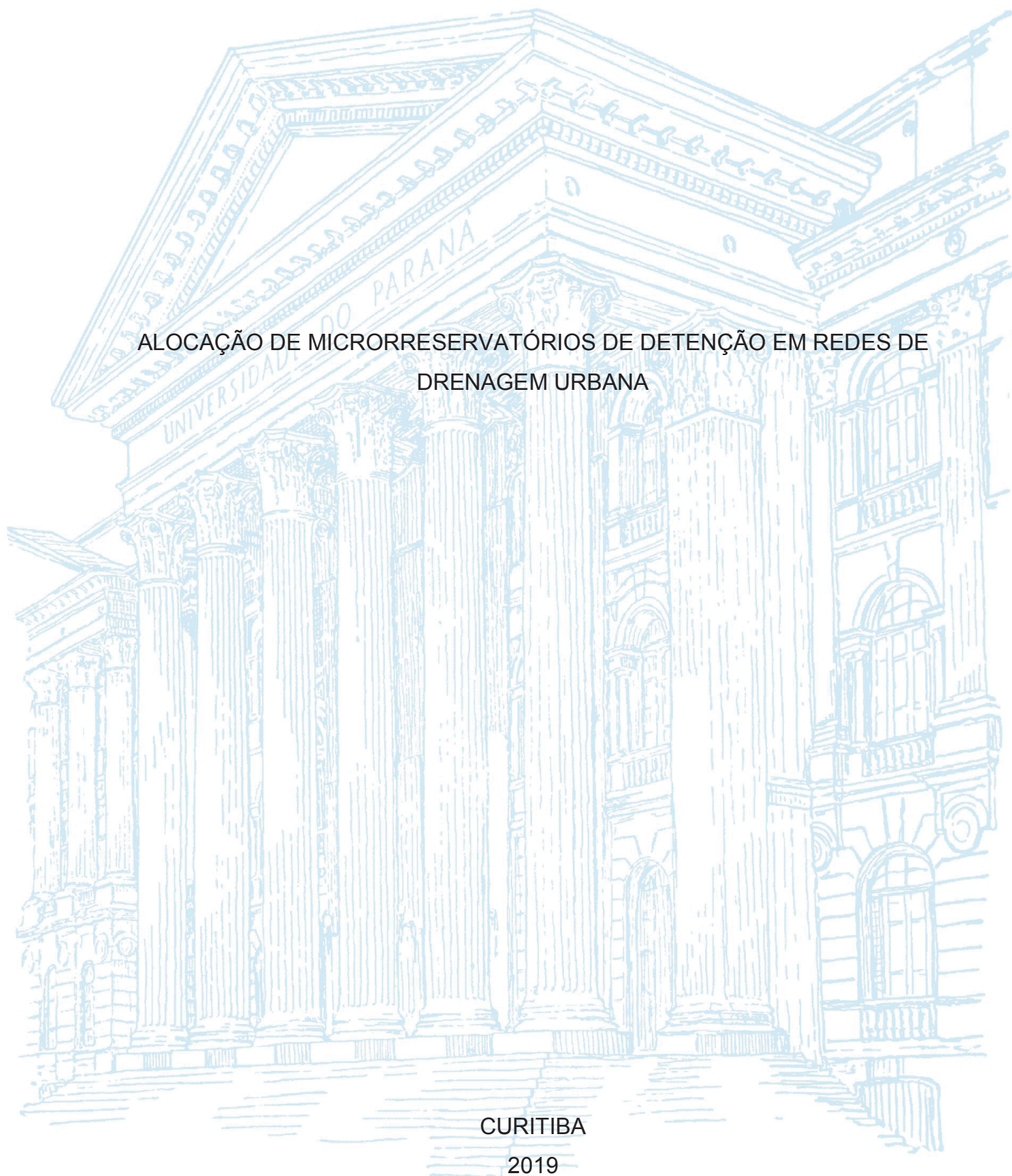
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JOÃO LUCAS DO CARMO PONCIANO

ALOCAÇÃO DE MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO EM REDES DE
DRENAGEM URBANA

CURITIBA

2019



JOÃO LUCAS DO CARMO PONCIANO

ALOCÇÃO DE MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO EM REDES DE
DRENAGEM URBANA

Documento apresentado como requisito parcial à obtenção do título de mestre, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Julio Gomes.

Coorientador: Prof. Dr. Emílio Graciliano Ferreira Mercuri.

CURITIBA

2019

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

- P739a Ponciano, João Lucas do Carmo
Alocação de microrreservatórios de retenção em redes de drenagem urbana
[recurso eletrônico] / João Lucas do Carmo Ponciano – Curitiba, 2019.
- Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa
de Pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental.
Orientador: Prof. Dr. Júlio Gomes.
Coorientador: Prof. Dr. Emílio Graciliano Ferreira Mercuri.
1. Drenagem. 2. Planejamento Urbano. 3. Águas pluviais. I. Universidade
Federal do Paraná. II. Gomes, Júlio. III. Mercuri, Emílio Graciliano Ferreira. IV.
Título.

CDD: 628.21

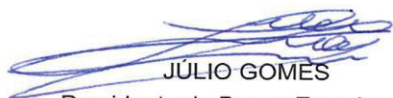
Bibliotecária: Roseny Rivelini Morciani CRB-9/1585

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **JOÃO LUCAS DO CARMO PONCIANO**, intitulada: **ALOCÇÃO DE MICRORESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO EM REDES DE DRENAGEM URBANA**, após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua Aprovação no rito de defesa.


A outorga do título de Mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

Curitiba, 15 de Maio de 2019.


JÚLIO GOMES

Presidente da Banca Examinadora


PRISCILLA MACEDO MOURA
Avaliador Externo (UFMG)


CRISTOVÃO VICENTE SCAPULATempo FERNANDES
Avaliador Interno (UFPR)



ELOY KAVISKI

Avaliador Interno (UFPR)


EMILIO GRACILIANO FERREIRA MERCURI
Coorientador - Avaliador Externo (UFPR)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiro aquele que ensinou que o amor vem acima de tudo, pois sem o amor dEle nada seria possível, e que há o tempo certo para cada coisa.

Aos meus pais, Márcio e Marzi, e irmã, Ana Izabel, que me apoiam e me inspiram de forma incondicional em tudo o que faço.

Ao professor Julio Gomes por todos os ensinamentos, conselhos, conversas, paciência e confiança ao longo de todo o mestrado. E ao professor Emílio Mercuri por toda a disponibilidade, solicitude, paciência e direcionamentos essenciais para a produção deste estudo.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental – PPGERHA pela contribuição na minha formação, bem como a todos os funcionários da UFPR.

Ao Túlio, Hugo e Kenedy que há tempos já eram mestres em futebol, almoços e churrascos e por compartilharem esses conhecimentos comigo. Ao Rafael pelo companheirismo no início do mestrado. À Ellen, Leidiane, Liège e Felipe por compartilharem os doces, cafês e conselhos.

Ao grupo de maus amigos (Pedro, Caprini, Henrique, Kevin, Tailine e Girãozinha) que sempre me incentivam, do jeito deles. Ao Tadeu, Sam, Uilvim, Isa, Taís e Amanddinha por compartilharem força e inspiração. E à Renata por fazer esta fase mais leve e alegre.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES pelo fornecimento da bolsa de estudos durante parte da realização do mestrado.

E a todas as pessoas que fizeram parte de alguma forma deste momento.

“Até mais e obrigado pelos peixes!”

RESUMO

A alocação de volumes tem um papel fundamental no gerenciamento de águas pluviais urbanas. Formas diversas de planejamento têm se tornado objeto de estudo. Contudo, a determinação dessa alocação é uma decisão complexa e multi-objetiva, que pode apresentar subjetividade e propagar erros. Neste contexto, o presente estudo buscou desenvolver um método capaz de determinar uma distribuição ótima de volumes em redes de drenagem, a partir de critérios determinados pelo tomador de decisão. Com base na interação entre um algoritmo de recozimento simulado e do modelo hidrológico SWMM, procurou-se estabelecer a alocação ótima dos microrreservatórios de retenção, adotando como função objetivo a minimização dos volumes dos microrreservatórios e dos volumes de inundação nas bacias atual e à jusante, para duas áreas de estudo. A primeira, mais simples, para avaliação e análise de sensibilidade do algoritmo. A segunda área hipotética foi usada para análise hidráulica e dos parâmetros da função objetivo. Foram elaborados ainda três modelos. O modelo simplificado utilizou a área I para as análises realizadas sobre o algoritmo. O modelo 1 implementou a área II e a função objetivo para a determinação de um cenário ótimo sem considerar volumes de inundação à jusante. Por fim, o modelo 2 definiu um cenário ótimo de distribuição de volumes para a área II, considerando volumes de inundação à montante e à jusante. Os resultados apontaram para um bom funcionamento do algoritmo e uma boa resposta do modelo hidrológico às mudanças realizadas no algoritmo e na função objetivo. Foi possível notar a não hierarquização de reservatórios na rede de drenagem, o que aponta para soluções distribuídas. Por fim, o método se mostrou eficaz para a gestão dos volumes dos microrreservatórios e de inundação.

Palavras-Chave: Drenagem urbana multi-objetiva. Alocação de microrreservatórios. Otimização. Recozimento simulado. Gestão de águas pluviais urbanas.

ABSTRACT

Volume allocation plays a key role in urban storm water management. Distinct ways of planning have become objects of study. However, the determination of such allocation is a complex and multi-objective decision that can present ambiguity and propagate errors. In this context, the present study aims to develop a method capable of determining an optimal distribution of volumes in a drainage network, based on criteria determined by actors involved and decision makers. Built on the interaction between a simulated annealing algorithm and the SWMM hydrological model, it was attempted to establish the optimal allocation of the detention microreservoirs, adopting as objective function the minimization of reservoirs volumes and flood volumes in the current and downstream basins. The study was developed using two hypothetical areas as study areas. The first area was applied for an evaluation and a sensitivity analysis of the algorithm. The second area was enforced for hydraulic analysis and objective function parameters. Three models were conceived. The simplified model, that used area I to make a sensitivity analysis of the algorithm. The Model 1, which implemented the study area II and the objective function for determining an optimal scenario without considering downstream flood volumes. And the model 2, that defined the optimal volume distribution scenario for area II, considering upstream and downstream flood volumes. The results indicated to a proper functioning of the algorithm and a good response of the hydrological model to variations established in the algorithm and the objective function. It was possible to note the non-hierarchy of reservoirs in the drainage network, which signed to distributed solutions. Lastly, the method proved itself effective for microreservoirs and flood volume management.

Keywords: Multiobjective urban drainage. Microreservoir Allocation. Optimization. Simulated Annealing. Stormwater Management.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – MODIFICAÇÕES NO BALANÇO HÍDRICO CAUSADAS PELA URBANIZAÇÃO.	23
FIGURA 2 – IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE OS RECURSOS HÍDRICOS.	24
FIGURA 3 – HIDROGRAMAS DE PRÉ-URBANIZAÇÃO E PÓS-URBANIZAÇÃO.	25
FIGURA 4 - INTERAÇÕES ENTRE OS SISTEMAS URBANOS, SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA E O MEIO AMBIENTE.	26
FIGURA 5 – AUMENTO DA INTEGRAÇÃO E SOFISTICAÇÃO DO GERENCIAMENTO DA DRENAGEM URBANA AO LONGO DO TEMPO.	30
FIGURA 6 – CLASSIFICAÇÃO DAS TERMINOLOGIAS DE DRENAGEM URBANA, DE ACORDO COM SUAS ESPECIFICIDADES E FOCOS PRIMÁRIOS.	33
FIGURA 7 – REPRESENTAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS VERDE DISTRIBUÍDAS AO LONGO DA BACIA HIDROGRÁFICA.	39
FIGURA 8 - CICLO DO PLANEJAMENTO ESTRATÉGICO DA ALOCAÇÃO DE IVS.	42
FIGURA 9 - ITERAÇÕES ENTRE AS COMPONENTES DE PLANEJAMENTO ESTRATÉGICO DE ALOCAÇÃO DE IVS.	44
FIGURA 10 - ÁREA DE DRENAGEM HIPOTÉTICA I.	55
FIGURA 11 - ÁREA DE DRENAGEM HIPOTÉTICA II.	57
FIGURA 12 - HIDROGRAMAS AFLUENTES AOS NÓS DAS REDES DE DRENAGEM HIPOTÉTICAS PARA OS TEMPOS DE RECORRÊNCIA DE 2 E 100 ANOS.	65
FIGURA 13 - POSSÍVEIS LOCAIS DOS MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO - ÁREA HIPOTÉTICA I.	70
FIGURA 14 - POSSÍVEIS LOCAIS DOS MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO - ÁREA HIPOTÉTICA II.	71
FIGURA 15 – PASSO A PASSO DO ALGORITMO DO RECOZIMENTO SIMULADO.	86
FIGURA 16 - ETAPAS PARA A OTIMIZAÇÃO PELO MÉTODO DO RECOZIMENTO SIMULADO	87
FIGURA 17 - VARIAÇÃO DO VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES.	93

FIGURA 18 - VARIAÇÃO DO VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES.	94
FIGURA 19 - VALORES DA FUNÇÃO-OBJETIVO PARA DIFERENTES NÚMEROS DE CICLOS PARA UM NÚMERO TOTAL DE 10.000 ITERAÇÕES.	97
FIGURA 20 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES DE RESERVAÇÃO E INUNDAÇÃO PARA DIFERENTES θ_1 .	101
FIGURA 21 - HIDROGRAMAS DE INUNDAÇÃO PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS de θ_1 .	103
FIGURA 22 - VAZÕES DE SAÍDA DA REDE DE DRENAGEM PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS DE θ_1 .	104
FIGURA 23 - VOLUMES ARMAZENADOS NO INSTANTE DE TEMPO T PARA OS DIFERENTES θ_1 .	105
FIGURA 24 - VARIAÇÃO DAS VAZÕES EM ST1-2 PARA $\theta_1 = 2$.	107
FIGURA 25 – VARIAÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO NO RESERVATÓRIO ST1-2 PARA $\theta_1 = 2$.	107
FIGURA 26 - VARIAÇÃO DAS VAZÕES EM ST1-2 PARA $\theta_1 = 50$.	108
FIGURA 27 – VARIAÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO NO RESERVATÓRIO ST1-2 PARA $\theta_1 = 50$.	109
FIGURA 28 - VARIAÇÃO DAS VAZÕES DE SAÍDA EM ST1-2 PARA $\theta_1 = 2$ e $\theta_1 =$ 50	110
FIGURA 29 - VARIAÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO PARA $\theta_1 = 2$ e $\theta_1 = 50$	111
FIGURA 30 - PERFIL DE ELEVAÇÃO DA LINHA DE ÁGUA ENTRE ST1-3 E ST3-1 PARA $\theta_1 = 2$.	112
FIGURA 31 - PERFIL DE ELEVAÇÃO DA LINHA DE ÁGUA ENTRE ST1-3 E ST1-1 PARA $\theta_1 = 50$.	112
FIGURA 32 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES PARA DIFERENTES VALORES DE θ_2 COM $\theta_1 = 2$.	116
FIGURA 33 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES PARA DIFERENTES VALORES DE θ_2 COM $\theta_1 = 50$.	117

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CONSIDERAÇÕES PARA CADA COMPONENTE DE ALOCAÇÃO DE IVs.	43
TABELA 2 - ESTUDOS QUE AVALIAM A OTIMIZAÇÃO DA GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS	47
TABELA 3 - CARACTERÍSTICAS ESPACIAIS DA ÁREA HIPOTÉTICA I.	56
TABELA 4 - CARACTERÍSTICAS ESPACIAIS DA ÁREA HIPOTÉTICA II.	56
TABELA 5 – PERÍODO DE RETORNO DA CHUVA DE PROJETO PARA DIFERENTES USOS DO SOLO.	60
TABELA 6 - COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DO MÉTODO RACIONAL PARA DIFERENTES USOS DO SOLO.	63
TABELA 7 - CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DOS CONDUTOS DA ÁREA HIPOTÉTICA I.	67
TABELA 8 - CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DOS CONDUTOS DA ÁREA HIPOTÉTICA II.	67
TABELA 9 - VOLUMES DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA I.	73
TABELA 10 - VOLUMES DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA II.	73
TABELA 11 - VAZÕES MÁXIMAS DE SAÍDA E DIÂMETRO DOS ORIFÍCIOS DE SAÍDA DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA I.	74
TABELA 12 - VAZÕES MÁXIMAS DE SAÍDA E DIÂMETRO DOS ORIFÍCIOS DE SAÍDA DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA II.	74
TABELA 13 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES DE RESERVATÓRIO E INUNDAÇÃO E DO VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO COM A VARIAÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES.	93
TABELA 14 - MÉDIA E DESVIO PADRÃO DOS VOLUMES DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO E DE INUNDAÇÃO.	95
TABELA 15 - VOLUME DOS RESERVATÓRIOS, DE INUNDAÇÃO E VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO PARA DIFERENTES COMBINAÇÕES DE NÚMEROS DE CICLOS E TENTATIVAS.	97
TABELA 16 - VOLUME DOS RESERVATÓRIOS (m ³) PARA DIFERENTES CENÁRIOS DE θ_1 .	99
TABELA 17 - VOLUMES E VAZÃO MÁXIMA NA SAÍDA DA REDE.	100

TABELA 18 - VOLUME DOS RESERVATÓRIOS PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS (m³)	114
---	-----

TABELA 19 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS DE θ_2/θ_1 .	115
---	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AHP	<i>Analytic Hierarchy Process</i> – Análise Hierárquica de Processos.
ANP	<i>Analytic Network Process</i> – Rede Analítica de Processos.
BMPs	<i>Best Management Practices</i> – Boas Práticas de Manejo.
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i> – Agência de Proteção Ambiental Norte Americana.
IVs	Infraestruturas Verdes
IUWM	<i>Integrated Urban Water Management</i> – Gerenciamento Integrado de Águas Urbanas.
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
LID	<i>Low Impact Development</i> – Medidas de Baixo Impacto.
LIUDD	<i>Low Impact Urban Design and Development</i> – Projetos e Medidas de Baixo Impacto.
MCA	<i>Multi Criteria Analysis</i> – Análise Multicritério.
SA	<i>Simulated Annealing</i> – Recozimento Simulado
SIG	Sistemas de Informações Geográficas
SSF	<i>Systematic Search Flow</i> – Fluxo de Pesquisa Sistemático
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i> – Modelo de Gestão de Drenagem Urbana
SUDS	<i>Sustainable Urban Drainage Systems</i> – Sistemas Sustentáveis de Drenagem Urbana.
SUWM	<i>Sustainable Urban Water Management</i> – Gerenciamento Sustentável das Águas Urbanas.
WSUD	<i>Water Sensitive Urban Design</i> – Arranjo Urbano Sensível à Água
WSUDs	<i>Water Sustainable Urban Design</i> – Arranjo Urbano Sustentável de Água

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de seção de fluxo (m^2).
C	Coefficiente de escoamento superficial.
D	Diâmetro (m).
E_i	Valor da função objetivo em A_i .
E_j	Valor da função objetivo em A_j .
H	Carga hidráulica da água no conduto (m).
$Ji-j$	Poço de Visita localizado no nível i da rede, na posição j . De jusante para montante.
L	Comprimento do talvegue (m).
N	Coefficiente relacionado ao uso do solo.
NRD	Número máximo de microrreservatórios de retenção passíveis de implementação na rede de drenagem.
Q	Vazão (m^3/s).
$Q_{sai,j}$	Vazão de saída no nó j (m^3/s).
$Q_{ent,j}$	Vazão de entrada no nó j (m^3/s).
$Q_{pós}$	Vazão de pós-urbanização (m^3/s).
$Q_{pré}$	Vazão de pré-urbanização (m^3/s).
$Q_{sai,max}$	Vazão máxima permitida na saída da rede de drenagem (m^3/s).
$Q_{sai,sist}$	Vazão na saída da rede de drenagem (m^3/s).
R	Perímetro molhado (m).
S	Declividade da bacia (m/m).
S_0	Declividade do conduto (m/m).
S_f	Declividade da linha de energia (m/m).
T	Temperatura do processo (K).
TR	Tempo de Recorrência (anos).
$V_{inu,j}$	Volume de inundação que ocorre no nó j (m^3).
V_j	Volume do microrreservatório de retenção no nó j (m^3).
$V_{max,j}$	Volume máximo do reservatório de retenção j (m^3).
$V_{min,j}$	Volume mínimo do reservatório de retenção j (m^3).
V_s	Volume a ser reservado (m^3).
Z	Elevação da geratriz inferior (m).
g	Aceleração da gravidade do conduto (m/s^2).

i	Intensidade média de precipitação (mm/h).
k	constante de Boltzmann ($1,38 \times 10^{-23}$).
n	coeficiente de Manning.
p	Probabilidade.
t_c	Tempo de concentração na bacia de drenagem (h).
$t_{c,pré}$	Tempo de pico de pré-urbanização (h).
v	Velocidade (m/s).
x	Distância (m).
y_j	variável binária a qual se associa a decisão de se construir ou não um microrreservatório no nó j .
α	Coeficiente relacionado ao uso do solo.
θ_1	Peso atribuído à ocorrência de inundação na bacia.
θ_2	Peso atribuído à ocorrência de inundação na bacia de jusante.
ϕ_i	diâmetro do conduto localizado entre os nós i e j (m).

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	QUESTÃO FUNDAMENTAL DA PESQUISA.....	19
1.2	OBJETIVOS	19
1.2.1	Objetivo Geral.....	19
1.2.2	Objetivos Específicos	19
1.3	JUSTIFICATIVA.....	20
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	21
2	REVISÃO DE LITERATURA	22
2.1	HIDROLOGIA URBANA	22
2.1.1	Urbanização e Águas pluviais.....	22
2.1.2	Gestão de Águas Pluviais Urbanas.....	25
2.1.3	Controle da Vazão de Saída como Estratégia de Gestão de Águas Pluviais Urbanas	27
2.2	VULNERABILIDADE E RISCO DE INUNDAÇÕES.....	28
2.3	DRENAGEM URBANA MULTI-OBJETIVA	29
2.3.1	Medidas Intensivas e Extensivas.....	30
2.3.2	Abordagens Sustentáveis de Drenagem Urbana	30
2.3.3	Reservatórios de Detenção	33
2.4	LOCALIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE DETENÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS.....	35
2.4.1	Reservatórios <i>On-line</i> e <i>Off-line</i>	36
2.4.2	Abordagem Concentrada e Distribuída	37
2.4.3	Ciclo do Planejamento Estratégico da Alocação de Infraestruturas Verdes.....	41
2.4.4	Localização Ótima dos Reservatórios de Detenção	44
2.5	MODELAGEM MATEMÁTICA DE FENÔMENOS HIDROLÓGICOS	48
2.5.1	Modelagem de Recursos Hídricos	48

2.5.2	Modelagem Matemática e Otimização	49
2.5.3	Storm Water Management Model - SWMM	50
3	ÁREAS DE ESTUDO HIPOTÉTICAS	54
3.1	DEFINIÇÃO DAS ÁREAS HIPOTÉTICAS	54
3.1.1	Área Hipotética I	55
3.1.2	Área Hipotética II	56
3.2	DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE DRENAGEM	57
3.2.1	Tempo de Concentração	58
3.2.2	Chuvas de Projeto	59
3.2.3	Vazão Máxima Afluente e Hidrogramas de Entrada para cada Nó	61
3.2.4	Dimensionamento dos Condutos	65
3.2.5	Estimativa do Volume de Inundação	68
3.3	RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO	69
3.3.1	Possíveis Localizações dos Microrreservatórios	69
3.3.2	Dimensionamento Manual dos Reservatórios	71
3.3.3	Estruturas de Saída dos Reservatórios	73
4	MÉTODOS	76
4.1	OTIMIZAÇÃO COMPUTACIONAL DA ALOCAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO NAS REDES DE DRENAGEM HIPOTÉTICAS	77
4.1.1	Modelos e Cenários implementados	82
4.2	Técnica de Otimização Utilizada – Recozimento Simulado	84
4.3	SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA E IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL	89
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	91
5.1	MODELO SIMPLIFICADO	91
5.1.1	Análise do Número de Iterações	92
5.1.2	Análise do Número de Ciclos e Tentativas Ideal	96

5.2	MODELO 1 – VARIAÇÃO DE θ_1	98
5.2.1	Simulação dos Cenários de θ_1	98
5.2.2	Análise Hidráulica dos Cenários	103
5.3	MODELO 2 – VARIAÇÃO DE θ_1 E θ_2	113
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES.....	118
	REFERÊNCIAS.....	121
	Apêndice 1 – Código implementado para o modelo 1 – Exemplo.	129
	Apêndice 2 – Código implementado para o modelo 2 – Exemplo.	138

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, mais de metade da população mundial vive em áreas urbanas. Na América do Sul, 80% da população está estabelecida nas cidades e, no Brasil, 85% das pessoas vivem em meio urbano, com uma projeção de 91% até 2050 (JHA *et al.*, 2011). A urbanização tem impactos consideráveis sobre o ciclo hidrológico e afeta em escala local e regional os recursos hídricos (LOPERFIDO *et al.*, 2014). Alguns dos impactos hidrológicos da urbanização são o incremento e a antecipação do pico de vazão, e o aumento do escoamento superficial, os quais causam consequências negativas consideráveis, como alagamentos e inundações (AMINJAVAHERI; NAZIF 2018).

A exposição às inundações depende da difusão dos efeitos nocivos causados pela vulnerabilidade da área, tais como a proximidade a corpos d'água e as condições de drenagem. O risco de inundação pode ser descrito como a probabilidade de ocorrência de uma cheia com uma perda associada ou impacto negativo (JOYCE *et al.*, 2018). Löwe *et al.* (2016) expõem que o risco de inundação é fortemente afetado, entre outros fatores, pela urbanização. A identificação das opções de intervenção é um componente-chave para o gerenciamento do risco de enchentes (MASKREY *et al.*, 2016).

Nos países em desenvolvimento, o planejamento e o gerenciamento das infraestruturas de águas pluviais são frequentemente realizados utilizando métodos tradicionais, como a canalização, sem considerar as novas concepções, como o Arranjo Urbano Sustentável da Água (*Water Sustainable Urban Design – WSUDs*) ou as Boas Práticas de Manejo (*Best Management Practices – BMPs*). Essas técnicas de gerenciamento fazem parte de uma abordagem mais ampla, as Infraestruturas Verdes – IVs (AHMADISHARAF *et al.*, 2016). Siekmann e Siekmann (2015) afirmam que a implementação dessas novas abordagens no planejamento e gerenciamento de águas pluviais se faz necessário para um combate eficaz às inundações.

Os sistemas de drenagem devem apresentar a capacidade de absorver e se adaptar após a ocorrência de perturbações, para a diminuição da vulnerabilidade da área a qual pertencem (JOYCE *et al.*, 2018). Para isso, estruturas capazes de deter o escoamento superficial são necessárias (SIEKMANN; SIEKMANN, 2015). Entre essas estruturas de captura do escoamento, estão os reservatórios de retenção, que são capazes de atenuar picos de vazão nos sistemas de drenagem e assim mitigar as inundações urbanas, além disso possuem eficiência econômica e estrutural, comparadas a outras práticas mais tradicionais (WANG *et al.*, 2017).

Para serem capazes de lidar com o aumento do escoamento superficial causado pela urbanização, os dispositivos de drenagem devem estar adequadamente alocados e dimensionados para a mitigação do risco para pessoas e propriedades (CUNHA *et al.*, 2016). Diferentes localizações para as estruturas de retenção geram diferentes impactos a jusante, logo tais reservatórios devem possuir eficiências distintas se posicionados em pontos diversos de um sistema de drenagem (WANG *et al.*, 2017).

Tradicionalmente, os reservatórios de retenção têm sido implementados de uma maneira concentrada com foco na mitigação do pico de descarga e na minimização das alterações hidrológicas em comparação com as condições de pré-urbanização, entretanto os problemas hidrológicos têm persistido. Recentemente, microrreservatórios de retenção passaram a ser distribuídos ao longo da rede de drenagem e com isso, o controle do escoamento superficial é feito próximo à fonte, com a integração dos elementos de contenção ao desenho urbano (LOPERFIDO *et al.*, 2014). A efetividade dos reservatórios de retenção depende de uma boa alocação e do correto dimensionamento. A implementação mal planejada pode piorar a situação existente (AHMADISHARAF *et al.*, 2016). A interação entre técnicas de otimização e modelos matemáticos se apresenta como uma forma eficiente de determinação da alocação de reservatórios de retenção, bem como, para o seu dimensionamento.

As técnicas de otimização associadas a modelos hidrológicos, para a inserção de dispositivos de gerenciamento do escoamento superficial, podem ser implementadas em diferentes escalas, desde redes de microdrenagem a bacias hidrográficas (CUNHA *et al.*, 2016). O funcionamento dessa associação, segundo Aminjavaheri e Nazif (2018), dá-se com os modelos matemáticos sendo utilizados para analisar a resposta hidráulica e hidrológica de áreas de estudo aos eventos de precipitação, com o objetivo de determinar locais de inundação ou áreas vulneráveis a efeitos negativos do escoamento. A partir dos dados produzidos pelas simulações e dos objetivos e restrições estabelecidas para a otimização, os algoritmos de otimização são capazes de determinar os melhores locais para o armazenamento do escoamento superficial.

Técnicas de otimização integradas à simulação hidrológica/hidráulica para a alocação de microrreservatórios de retenção ao longo de sistemas de drenagem urbana têm se mostrado um método eficiente para a redução de inundações. Assim, o presente estudo busca avaliar um método para determinação dos locais e dos volumes ótimos de microrreservatórios de retenção em uma rede de microdrenagem, a partir da associação de um algoritmo de otimização, método

do recozimento simulado, com um *software* de modelagem hidrológica/hidráulica, *Storm Water Management Model* (SWMM).

1.1 QUESTÃO FUNDAMENTAL DA PESQUISA

A questão fundamental a ser respondida pela presente pesquisa é: Em uma bacia hidrográfica urbana com determinadas características, qual a melhor distribuição dos volumes de retenção das águas pluviais? Do ponto de vista hidráulico e hidrológico, a pergunta pode ser colocada como: Quais devem ser os locais e as capacidades dos microrreservatórios de retenção para um controle efetivo do escoamento superficial em uma bacia hidrográfica urbana com determinadas características?

Adotou-se, como hipótese, de que é possível determinar uma distribuição ótima de volumes de retenção em uma rede de drenagem, capaz de minimizar inundações e as áreas ocupadas para o controle do escoamento em ambientes urbanos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é propor um método capaz de definir uma distribuição ótima do volume de dispositivos de armazenamento em uma rede de microdrenagem urbana, de modo a minimizar o volume de inundação, a capacidade dos microrreservatórios de retenção e o volume transferido para a jusante.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar diferentes alternativas de gerenciamento de águas pluviais, baseadas nos volumes produzidos;
- Avaliar a capacidade do algoritmo de otimização de determinar os volumes ótimos de retenção para os microrreservatórios a serem implementados;
- Determinar as condições de contorno ideais para a obtenção de cenários ótimos;
- Avaliar a influência do impacto da ocorrência de inundações na tomada de decisões para o gerenciamento de águas pluviais;
- Verificar a adequabilidade do modelo hidrológico/hidráulico implementado para a avaliação hidrológica quantitativa dos reservatórios de retenção em suas diferentes configurações.

1.3 JUSTIFICATIVA

Desastres hidrológicos são eventos adversos naturais ou causados pela ação antrópica, entre os quais, as inundações são os mais comuns. Estima-se que, no Mundo, cerca de 102 milhões de pessoas são afetadas por inundações anualmente. No Brasil, observa-se uma similaridade à tendência global com aumento da gravidade e frequência dos eventos de cheia, sendo essa ocorrência associada à vulnerabilidade socioambiental da população (CRUZ *et al.*, 2016).

A urbanização pode agravar ou mesmo ocasionar enchentes. Segundo Tucci e Bertoni (2003), a vazão média de cheia de uma bacia totalmente urbanizada é da ordem de seis a sete vezes maior em relação ao escoamento que a mesma bacia teria em condições rurais. Um exemplo é o rio Belém na cidade de Curitiba, que, em seu estado urbano atual, apresenta vazão média de cheia seis vezes maior em comparação às suas condições naturais (TUCCI; BERTONI, 2003).

Uma forma de mitigar os efeitos da urbanização é por meio da regulação da drenagem urbana. No Brasil, essa regulação é feita em dois níveis. O primeiro é em nível nacional, estadual ou pelo plano de bacias hidrográficas, onde são estabelecidos critérios a serem obedecidos pelos municípios. O segundo nível é municipal, onde os municípios definem os serviços de drenagem a serem prestados.

A Lei nº 11445/2007 (BRASIL, 2007) estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico. Entre os serviços de saneamento que a referida lei regulamenta, estão os serviços de drenagem urbana. Entre as definições de drenagem e manejo de águas pluviais, há a inclusão de infraestruturas e instalações operacionais de retenção ou detenção para o amortecimento de cheias, o que mostra a importância de tais dispositivos nos sistemas de drenagem urbana.

Em nível municipal, a região metropolitana de Curitiba possui um Plano Diretor de Drenagem, que possui, entre outros documentos, um manual de drenagem urbana (PARANÁ, 2002). O referido manual apresenta os reservatórios de retenção como uma das opções de medida de controle do escoamento na fonte. No estudo dessas medidas de controle, há uma avaliação da localização que leva em conta a restrição quanto à urbanização, onde é possível definir a viabilidade de implementação desses dispositivos dentro de ambientes urbanos.

É notável, em ambos os níveis de regulação, uma pré-disposição ao uso de dispositivos de controle hidrológico de águas pluviais, o que é um importante passo para a implementação dos mesmos. Contudo, a disposição regulamentar não é suficiente para a instalação de dispositivos de retenção, sendo necessário que os tomadores de decisão reconheçam a importância desses e passem a exigir a sua implantação.

Ainda, há a importância da execução bem planejada dos reservatórios de retenção. Wang *et al.* (2017) destacam que a localização dos reservatórios de retenção influencia a eficiência dos reservatórios não só individualmente, mas também da rede de drenagem como um todo.

Neste contexto, o presente trabalho se insere, como uma tentativa de otimizar a localização e a capacidade de microrreservatórios de retenção em redes de drenagem urbana, para diminuição do risco de inundação e atenuação dos efeitos hidrológicos negativos de um evento de precipitação.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado da seguinte forma: o capítulo 1 apresenta uma contextualização na qual o trabalho se insere, aos problemas associados à gestão de águas pluviais urbanas e a importância do seu controle hidrológico. O capítulo 2 contém a revisão de literatura. O capítulo 3 traz as duas áreas de drenagem hipotéticas usadas no trabalho e suas características fisiográficas. O capítulo 4 apresenta os materiais e métodos utilizados para a obtenção de resultados compatíveis com os objetivos propostos. O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos por meio da aplicação dos métodos apresentados no capítulo anterior, além da discussão de tais resultados. As considerações e recomendações estão apresentadas no capítulo 6. Por fim, são apresentadas as referências utilizadas, além de apêndices necessários.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Este capítulo apresenta a revisão de literatura, tópico responsável por expor conceitos relacionados à hidrologia urbana, risco de inundações, drenagem urbana multi-objetiva, localização de reservatórios de detenção e modelagem hidrológica, além de assuntos correlatos. As citações apresentadas nesse capítulo foram selecionadas pela aplicação do método do *Systematic Search Flow – SSF* (PIPER, 2013), acrescidas de obras de referência na área de hidrologia urbana.

2.1 HIDROLOGIA URBANA

A hidrologia urbana é um domínio da hidrologia no qual são estudadas as zonas urbanas, onde há uma predominância das superfícies impermeáveis e relevos artificiais do terreno. Essa ramificação da hidrologia busca analisar o impacto do desenvolvimento urbano no ciclo da água e encontrar formas de minimizar os seus efeitos negativos. A grande maioria dos estudos de hidrologia urbana incide sobre a análise do escoamento superficial, principalmente como combater e mitigar efeitos negativos do mesmo (LIMA *et al.*, 2010).

2.1.1 Urbanização e Águas pluviais

Segundo Tucci e Bertoni (2003), o termo urbanização pode ser definido como “*a ação sobre a urbi*” ou “*o processo de transformar em cidade*”, e essa é uma das mais significativas manifestações da atividade humana.

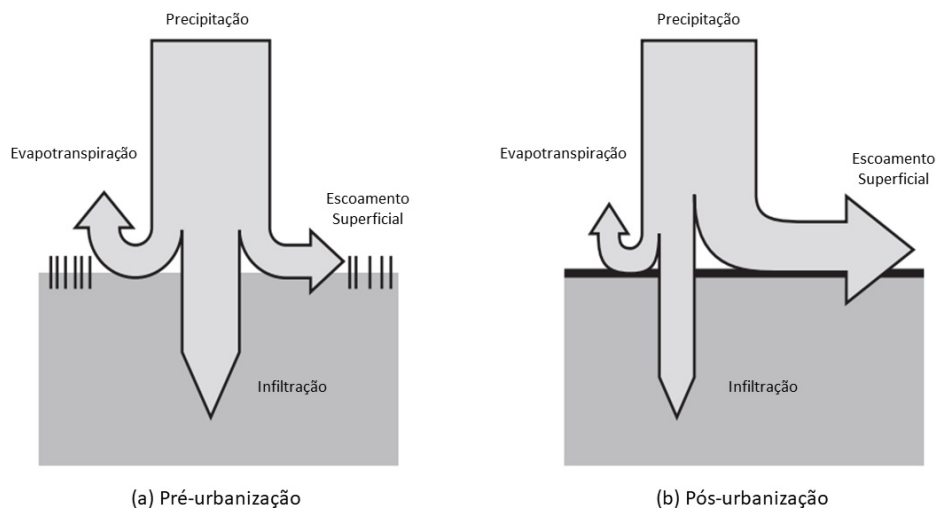
Devido ao aumento populacional e as mudanças demográficas, tem havido uma demanda contínua pelo desenvolvimento urbano em várias partes do mundo. O entendimento dos impactos desse processo sobre as características hidrológicas e hidráulicas das bacias hidrográficas são de grande importância para o bom funcionamento do meio urbano (CHILL; MAYS, 2013).

A urbanização afeta fatores controladores do ciclo hidrológico, o que interrompe o equilíbrio natural. Há impactos substanciais da urbanização sobre a hidrologia de uma bacia hidrográfica, o que afeta, nas escalas local e regional, os recursos hídricos e seu gerenciamento. Um dos maiores problemas é a alteração do uso e ocupação do solo, ocasionado pela urbanização, que altera a resposta hidrológica a um evento chuvoso. A expansão das áreas urbanizadas pode ser caracterizada principalmente pela impermeabilização da bacia, o que diminui a sua capacidade de armazenamento e aumenta o escoamento superficial e sua

velocidade, por consequência, o risco de inundações aumenta (LOPERFIDO *et al.*, 2014; RAVAZZANI *et al.*, 2016).

A FIGURA 1 mostra como a impermeabilização do solo, gerada no processo de urbanização, altera o ciclo hidrológico. Devido a existência de telhados, ruas, calçadas e pátios, a água que infiltra, passa a escoar pelos condutos, aumentando o escoamento superficial. Na medida que isso ocorre, há a aceleração do escoamento através de condutos, canais ou vias, o que acarreta em uma maior quantidade de água que chega em um curto intervalo de tempo nos sistemas naturais de drenagem. O volume que escoava lentamente pela superfície do solo e ficava retido pelas plantas, com a urbanização, passa a escoar no canal, exigindo maior capacidade de escoamento das seções transversais (BUTLER; DAVIES, 2011)

FIGURA 1 – MODIFICAÇÕES NO BALANÇO HÍDRICO CAUSADAS PELA URBANIZAÇÃO.



FONTE: Adaptada de Butler e Davies (2011).

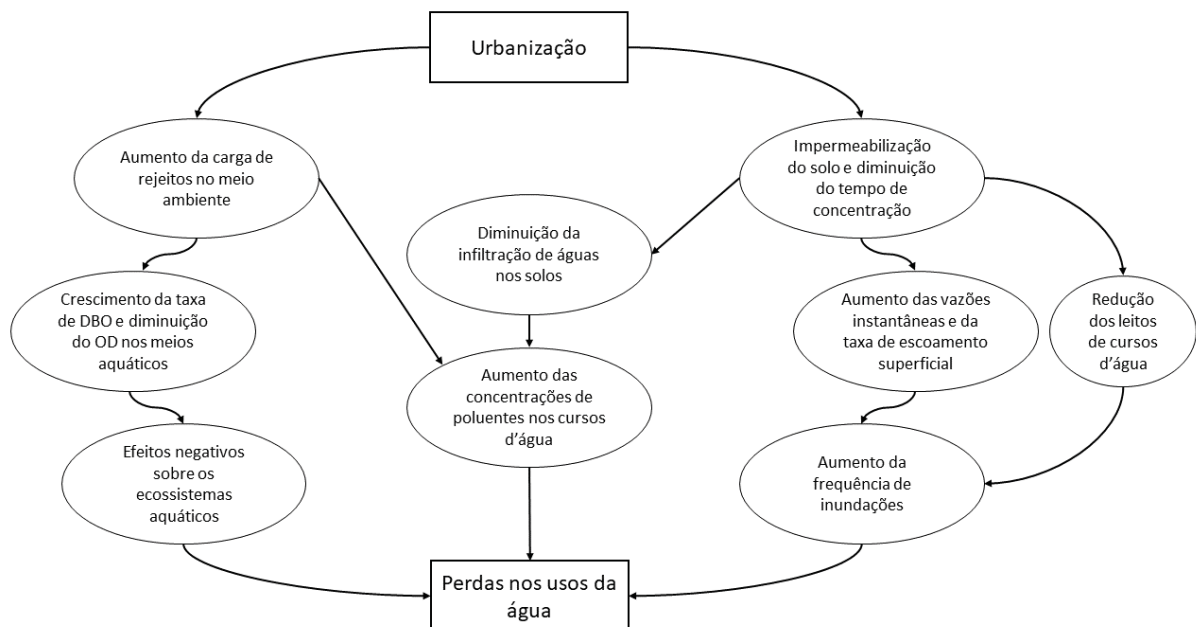
Quando as bacias hidrográficas são urbanizadas se tornam mais eficientes hidraulicamente. Isso se deve à remoção de barreiras naturais, estabelecimento de novas declividades, muitas vezes maiores que as naturais, e muitas áreas se tornam menos permeáveis ou totalmente impermeáveis. Essa nova configuração de solo leva a um escoamento superficial mais rápido, o que diminui o tempo de concentração da área de drenagem. Além disso, a urbanização aumenta a taxa e o volume de escoamento superficial, em consequência de uma porção menor de água infiltrando, devido ao decréscimo da permeabilidade natural do solo e

ao aumento de superfícies impermeáveis como telhados, estacionamentos, rodovias e calçamentos (CHILL; MAYS, 2013).

O aumento da taxa de impermeabilização da bacia, bem como, da eficiência hidráulica modifica os padrões de escoamento superficial e pode gerar um acréscimo no pico de vazão. O efeito sobre a área de drenagem aumenta juntamente com a expansão da porcentagem de área urbanizada presente nessa bacia (MUNSEY *et al.*, 1992).

A FIGURA 2 apresenta um esquema de como a urbanização afeta os recursos hídricos e seus usos de forma direta ou indireta.

FIGURA 2 – IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE OS RECURSOS HÍDRICOS.



FONTE: Adaptada de Osseyrane *et al.* (2012).

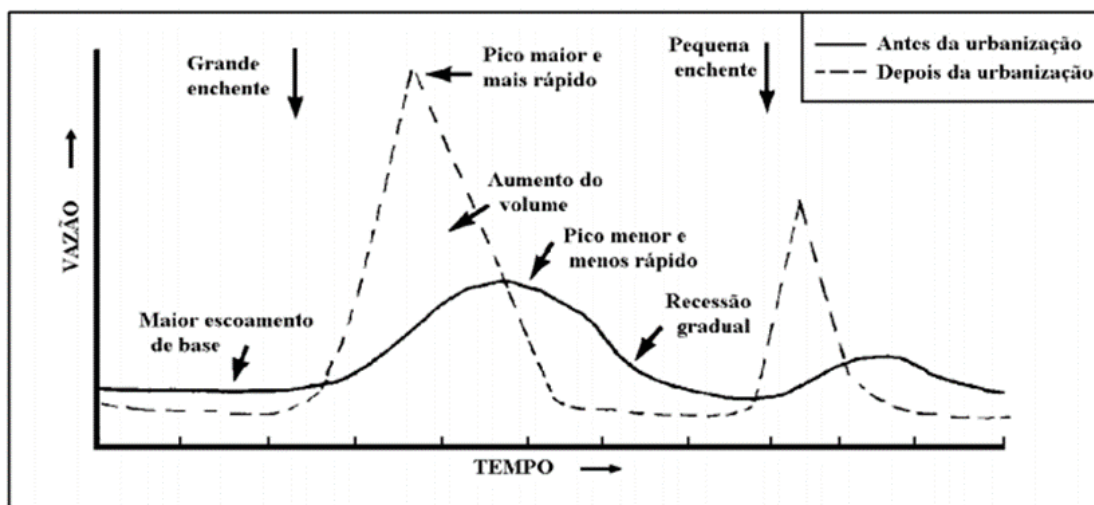
Tassi (2002) lista quais seriam os principais impactos hidrológicos causados por um desenvolvimento urbano descontrolado:

- Acréscimo dos volumes escoados superficialmente;
- Aumento da frequência de vazões extremas;
- Redução da infiltração;

- Redução do tempo de pico, juntamente com a redução do tempo de concentração por meio da implementação de redes de drenagem convencionais;
- Perda da capacidade de armazenamento da bacia hidrográfica.

A FIGURA 3 apresenta as consequências hidráulicas e hidrológicas da urbanização geradas pelas mudanças no ciclo hidrológico. Os hidrogramas têm como referencial um ponto central de drenagem da bacia hidrográfica. Com o aumento do volume escoado superficialmente, há uma diminuição do escoamento de base. As superfícies se tornam hidráulicamente mais eficientes, o que acelera e aumenta o pico de vazão, resultando em inundações mais frequentes em comparação às condições naturais. Como não há armazenamento, a recessão também ocorre de forma mais rápida. Por fim, devido aos diferentes tempos de concentração, pode haver ainda uma pequena enchente causada pela chuva que ocorre em pontos mais distantes da bacia de drenagem.

FIGURA 3 – HIDROGRAMAS DE PRÉ-URBANIZAÇÃO E PÓS-URBANIZAÇÃO.



FONTE: Adaptada de Schueller (1987).

2.1.2 Gestão de Águas Pluviais Urbanas

As inundações são alguns dos mais nocivos eventos dentre os desastres naturais (AHMADISHARAF *et al.*, 2016). As inundações urbanas têm recebido grande atenção nos últimos anos devido aos impactos negativos sobre a sociedade. Esse tipo de evento de cheia pode ocorrer devido a um evento chuvoso de grande intensidade associado a limitações hidráulicas dos sistemas de drenagem. As suas consequências podem ser desde pequenas perdas

econômicas a perdas de vidas humanas. Devido à urbanização e às mudanças nos padrões dos eventos de precipitação, os eventos de inundação têm se tornado cada vez mais frequentes (LEITÃO *et al.*, 2018).

O rápido processo de urbanização modifica a geografia da cidade e aumenta o volume de escoamento superficial. Inundações ocorrem com frequência em áreas urbanas. Para a mitigação das inundações urbanas, práticas eficientes para o melhoramento das redes de drenagem se fazem necessárias. A FIGURA 4 apresenta as interações que ocorrem entre os sistemas urbanos, os sistemas de drenagem e o meio ambiente.

FIGURA 4 - INTERAÇÕES ENTRE OS SISTEMAS URBANOS, SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA E O MEIO AMBIENTE.



FONTE: Adaptada de Butler e Davies (2011).

A análise e a concepção dos sistemas de drenagem em meio urbano devem ser feitas considerando as redes principais e secundárias. Uma vez que a capacidade das redes secundárias (redes locais) é ultrapassada, deve-se determinar o que acontecerá durante os eventos de ocorrência menos frequentes (mais raros) e projetar a rede principal para evitar ou minimizar as inundações (Osseyrane *et al.*, 2012).

A drenagem urbana, observada como sistema convencional, tradicional ou higienista, sustenta que as precipitações ocorridas nas vias e espaços públicos devem ser coletadas por bocas de lobo, sarjetas e outros dispositivos de microdrenagem e devem ser direcionadas, de forma conjunta com águas de áreas privadas que alcançam tais vias e espaços, para tubulações de macrodrenagem, que conduzirão toda a água coletada e as lançarão em um certo ponto de menor altitude onde exista, ou não, um corpo d'água receptor (BALABRAM, 2007). Geralmente a água coletada pelo sistema de drenagem chega sem qualquer forma de controle de vazão ou de qualidade da mesma.

Face aos intensos desastres de tempestades, inundações e alagamentos, os sistemas de drenagem tradicionais não possuem a capacidade de atender às demandas de controle de

enchentes e de atenuação dos desastres. Dessa forma, identificou-se a necessidade de se repensar a forma de gerenciamento da drenagem urbana, afim de se abandonar a drenagem uni-objetiva (o afastamento das águas da forma mais rápida possível) e se adotar uma abordagem integradora que busca mimetizar o comportamento natural da bacia hidrográfica (TAO *et al.*, 2014).

Em uma perspectiva de gestão integrada, as águas pluviais são vistas como um recurso a ser protegido por serem importantes para a recarga do lençol subterrâneo afim de se manter a vazão de base nos cursos de água, a sua possível utilização direta, a proteção dos ecossistemas aquáticos, o aspecto paisagístico das cidades e a garantia dos múltiplos usos em cursos de água (OSSEYRANE *et al.*, 2012).

De forma geral, o estudo da drenagem urbana tem experimentado a necessidade de recuperar a capacidade de armazenamento e infiltração, aumentar os caminhos de fluxo, integrar aspectos qualitativos e quantitativos, criar oportunidades de melhoramento da biodiversidade, integrar soluções congruentes ao desenho urbano e revitalizar as cidades em torno dos corpos de água e elementos de estruturação. A partir desses princípios, é possível se reduzir as perdas socioeconômicas e corroborar com a saúde do ambiente (MIGUEZ; VERÓL, 2017).

Algumas medidas são necessárias para se alcançar a gestão sustentável das águas pluviais urbanas. Essas medidas são comumente divididas em dois grandes grupos, as medidas estruturais e as não-estruturais. As medidas estruturais compreendem as ações que modificam o sistema fluvial para evitar ou minimizar os prejuízos decorrentes das inundações. Tais medidas não são capazes de fornecer uma proteção completa, logo há o risco de que ocorra uma cheia que supere a capacidade dos dispositivos estruturais. As medidas ditas não-estruturais visam reduzir os prejuízos com as enchentes pela melhor convivência da população com tais eventos (PAZ, 2004).

2.1.3 Controle da Vazão de Saída como Estratégia de Gestão de Águas Pluviais Urbanas

De maneira geral, as legislações, manuais de drenagem e planos diretores de drenagem urbana adotam como estratégia controlar a vazão de saída das redes de drenagem e empreendimentos. Como exemplo, pode-se citar a vazão específica máxima de saída de 27 l/(s ha) adotada pelo manual de drenagem urbana de Curitiba (2002), que equivale a vazão de pré-urbanização.

Segundo Butler e Davies (2011), adota-se essa tática para que eventos ocorridos à montante afetem a capacidade dos sistemas de jusante, evitando a “transferência de problemas” para a bacia seguinte.

Entretanto, uma estratégia de controle pode ser desenvolvida de várias maneiras. Especificando uma estratégia de controle inicial e, em seguida, realizando várias simulações, a estratégia inicial pode ser melhorada (BUTLER e DAVIES, 2011). Segundo Butler e Davies (2011) estratégias gerais para gerenciamento de uma bacia são:

- Armazenamento preferencial a montante: as águas pluviais são retidas primeiro nos trechos superiores da rede para reduzir os impactos de inundação a jusante;
- Armazenamento preferencial a jusante: as águas pluviais são retidas primeiro nos pontos mais baixos da rede para minimizar os impactos a montante.
- Armazenamento equilibrado: os vários elementos de armazenamento são uniformemente preenchidos em toda a bacia.

As abordagens anteriores, trazidas por Butler e Davies (2011), são direcionadas para a gestão em uma bacia de drenagem.

2.2 VULNERABILIDADE E RISCO DE INUNDAÇÕES

Existem diversos impactos resultantes do acréscimo na taxa de escoamento de uma bacia ou sistema de drenagem. Alguns desses impactos são conhecidos e compreendidos, tais como a ampliação de áreas inundáveis e o crescimento do risco de inundação. Há ainda outros impactos sobre os ecossistemas da área, a geomorfologia e ainda a erosão e o transporte de sedimentos através do sistema de drenagem (CHILL; MAYS, 2013).

Inundações causam danos a prédios e à infraestrutura urbana, interrompem os serviços públicos e o trânsito, disseminam doenças de veiculação hídrica e podem causar prejuízos e mortes, entre outros efeitos. Considerando essas consequências, a ideia de mitigação do risco tem crescido e substituído o objetivo de simplesmente reduzir os picos de vazão e o volume de escoamento produzido (MIGUEZ; VERÓL, 2017).

Inundações ocorrem quando uma precipitação não é absorvida pelo solo e escoar sobre a superfície e áreas urbanas com um volume maior que o suportado por cursos de água e/ou sistemas de drenagem. Esse tipo de inundação ocorre muitas vezes em áreas urbanas como resultado da falta de permeabilidade da superfície, o que impossibilita a rápida absorção da

chuva. A chuva sobrecarrega os sistemas de drenagem, onde existem, e flui sobre a terra em direção às áreas mais baixas. Esses tipos de inundações podem afetar uma grande área por um período prolongado (JHA *et al.*, 2011).

A vulnerabilidade de um determinado elemento em relação a um certo perigo natural pode ser definida como uma medida do grau de suscetibilidade a danos causados por esse fenômeno. O conceito de vulnerabilidade também pode ser atribuído a todo um sistema, embora seja possível que cada um dos elementos do sistema contenha diferentes graus de vulnerabilidade. A vulnerabilidade de um sistema exposto a um certo perigo natural depende principalmente do grau de exposição, da condição do sistema (ou seja, sua capacidade de suportar), da magnitude do fenômeno e do “fator social” que representa a capacidade de resposta e eficácia das pessoas para lidar com as condições anormais (TSAKIRIS, 2014).

O risco é a expressão das potenciais consequências adversas medidas em função da inconveniência, dano, segurança, ou mesmo da responsabilidade profissional ou de ações governamentais. A avaliação dos riscos é a quantificação da exposição, vulnerabilidade e probabilidade de ocorrência de um determinado evento (MUNSEY *et al.*, 1992).

As inundações são fenômenos naturais e sazonais que desempenham um papel ambiental importante. No entanto, os assentamentos humanos interferem nos padrões de inundação, aumentando sua magnitude e frequência de ocorrência, aumentando o nível de risco associado a pessoas, edifícios e atividades econômicas. As enchentes urbanas podem variar de problemas localizados, causados por falhas na microdrenagem, a grandes inundações, quando há um mau funcionamento das redes de micro e macrodrenagem. Os problemas localizados podem ser ruas inundadas, obstruções no tráfego urbano, entre outros. Os transtornos gerados por eventos de inundação em maior escala podem levar a perdas materiais em edificações, danos à infraestrutura urbana, realocação de pessoas, aumento do risco de doenças e deterioração da qualidade da água (MIGUEZ *et al.*, 2010).

2.3 DRENAGEM URBANA MULTI-OBJETIVA

De acordo com Fletcher *et al.* (2015), a drenagem urbana é um campo de estudo muito antigo, datado ao menos de 3.000 A.C., inicialmente com o foco em afastar as águas das áreas urbanas. Nas últimas décadas, entretanto, a drenagem urbana e sua literatura tem passado pelo desenvolvimento e adoção de uma nova gama de termos, os quais tentam descrever a evolução direcionada a uma visão mais holística (FLETCHER *et al.*, 2015).

O bom gerenciamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas passa pela interpretação multiobjetiva, interdisciplinar e multiagentes de tais sistemas e requer práticas integrativas, inclusivas e interativas com o planejamento urbano (KULLER *et al.*, 2017).

2.3.1 Medidas Intensivas e Extensivas

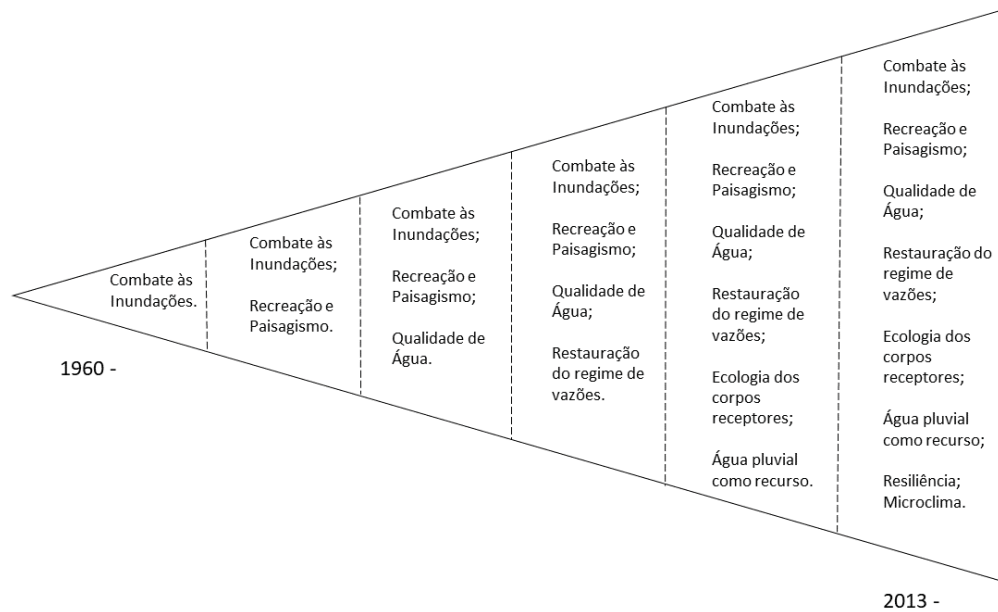
Canholi (2014) separa as medidas estruturais em dois grupos, medidas que são caracterizadas como intensivas e outras que podem ser caracterizadas como extensivas. As medidas intensivas podem ser de quatro tipos: de aceleração do escoamento, como obras de canalização e correlatas; de retardamento do fluxo e restauração de calhas naturais; de desvio do escoamento, como túneis de derivação e canais de desvio; e outras ações individuais que busquem tornar edificações imunes às enchentes.

As medidas extensivas representam medidas ao longo da bacia de drenagem, como os pequenos armazenamentos disseminados, a recomposição de espaços verdes e da cobertura vegetal, além do controle da erosão do solo (CANHOLI, 2014). O presente estudo busca a aplicação de medidas extensivas para mitigação de impactos negativos gerados por um evento de precipitação.

2.3.2 Abordagens Sustentáveis de Drenagem Urbana

Os problemas gerados pelo escoamento superficial urbano têm sido, tradicionalmente, mitigados por meio da implementação de técnicas, medidas ou estruturas de controle utilizadas para o gerenciamento da quantidade e da qualidade do escoamento. Contudo, os princípios de Gerenciamento Integrado de Águas Urbanas (*Integrated Urban Water Management – IUWM*) e o Gerenciamento Sustentável de Águas Urbanas (*Sustainable Urban Water Management – SUWM*) têm emergido nas últimas décadas. Tais princípios buscam uma visão holística do ciclo hidrológico urbano (LOPERFIDO *et al.*, 2014; KULLER *et al.*, 2017). A FIGURA 5 apresenta a evolução do pensamento gerencial da drenagem urbana ao longo dos anos.

FIGURA 5 – AUMENTO DA INTEGRAÇÃO E SOFISTICAÇÃO DO GERENCIAMENTO DA DRENAGEM URBANA AO LONGO DO TEMPO.



FONTE: adaptada de Fletcher *et al.* (2015)

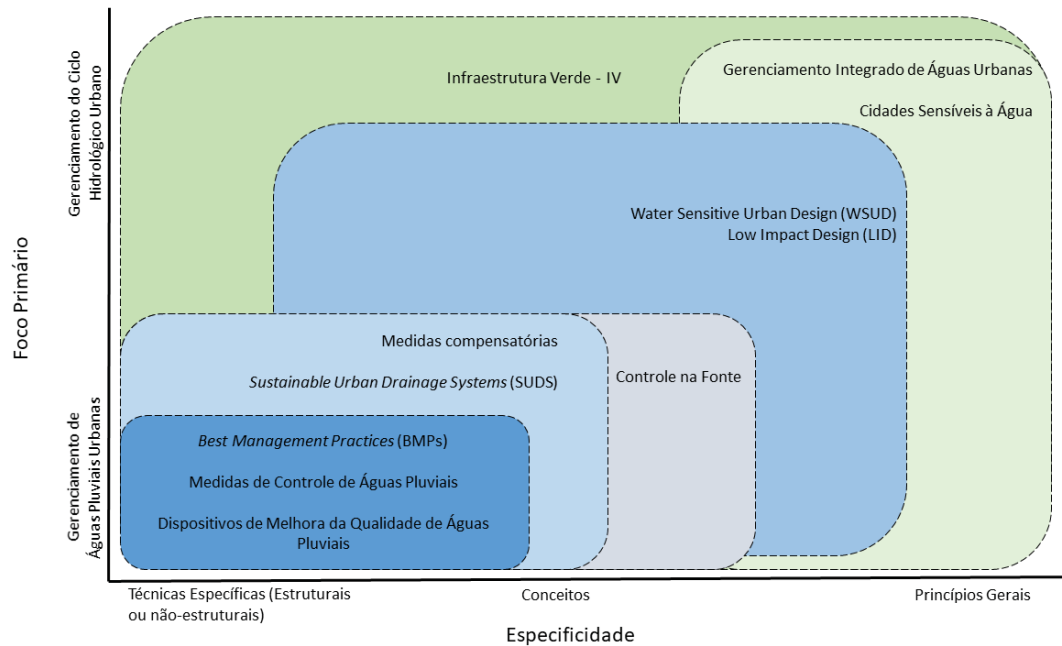
O gerenciamento da drenagem urbana e, de forma mais ampla, do ciclo hidrológico urbano tem passado por uma mudança significativa nas últimas décadas. Há uma tendência direcionada para uma abordagem onde múltiplos objetivos guiam o planejamento e o processo de tomada de decisão. Consequentemente, uma nova área de terminologias se desenvolveu, com o objetivo de transmitir os propósitos, métodos e benefícios do enfoque mais integrado (FLETCHER *et al.*, 2015)

Fletcher *et al.* (2015) trazem as diferentes abordagens sustentáveis existentes, seus objetivos e aplicações. A FIGURA 6 apresenta como tais conceitos interagem entre si e englobam outros termos. A seguir, são apresentados tais conceitos de forma condensada (FLETCHER *et al.*, 2015):

- Low Impact Development (LID) e Low Impact Urban Design and Development (LIUDD) – O objetivo original das LIDs é chegar a uma hidrologia “natural” pelo uso da configuração local de medidas de controles integradas. A hidrologia natural se refere ao balanço local dos volumes de pré-urbanização do escoamento, da infiltração, e da evapotranspiração, obtidos por meio de uma “paisagem hidrológica funcional equivalente”. As LIDs desencorajam a prática comum de grandes soluções de fim de rede, pela inabilidade dessas em estabelecer uma restauração hidrológica em toda a bacia;

- Water Sensitive Urban Design (WSUD) – O WSUD é descrito por Lloyd *et al.* (2002) como uma abordagem filosófica do planejamento e desenho urbano, cujo objetivo é minimizar os impactos hidrológicos do desenvolvimento urbano no ambiente em que está inserido. O gerenciamento de águas pluviais é um subtópico direto do WSUD e deve fornecer um controle das inundações, o gerenciamento de vazões, a melhora da qualidade da água e oportunidades para o armazenamento de água para usos não potáveis. Na Austrália, o termo WSUD é usado em paralelo com o termo “cidades sensíveis à água”. Contudo, cidades sensíveis à água são o objetivo, enquanto WSUD descreve o processo;
- Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) – No Reino Unido, as SUDS consistem de uma gama de tecnologias e técnicas usadas para drenar as águas pluviais de uma maneira mais sustentável que as técnicas convencionais. São baseadas na ideia de replicar o mais perto possível os sistemas naturais de drenagem da área;
- Best Management Practices (BMPs) – A Agência de Proteção Ambiental Norte Americana (*Environmental Protection Agency – EPA*) define as BMPs como técnicas, processos, atividades e estruturas capazes de reduzir a quantidade de poluentes descarregada pelas águas pluviais, e pode ser implementada de forma isolada ou conjunta para a maximização da sua efetividade;
- Técnicas Alternativas ou Medidas Compensatórias – Foram desenvolvidas para não somente resolver os problemas de drenagem e poluição, mas também para aumentar a qualidade de vida. As técnicas compensatórias buscam contra-atacar os efeitos da urbanização por meio da otimização do uso do solo e da limitação dos custos de investimento. A compensação tem como objetivo redução do volume de escoamento, do pico de vazão e, de forma mais geral, redução da vulnerabilidade das áreas urbanas às inundações;
- Controle na Fonte – Inicialmente utilizado para fazer a distinção entre o controle *in loco* e os sistemas de drenagem, para reter o escoamento superficial na fonte onde é gerado, ao contrário de dispositivos de jusante no fim das redes de drenagem;
- Infraestrutura Verde – Abrange a grande maioria dos outros termos. A infraestrutura verde pode ser definida como uma rede descentralizada de práticas de gerenciamento de águas pluviais, que buscam a redução do escoamento superficial e o aumento da qualidade dos corpos de água e está relacionada a uma visão sustentável, que as cidades têm buscado alcançar.

FIGURA 6 – CLASSIFICAÇÃO DAS TERMINOLOGIAS DE DRENAGEM URBANA, DE ACORDO COM SUAS ESPECIFICIDADES E FOCOS PRIMÁRIOS.



FONTE: adaptada de Fletcher *et al.* (2015)

Para alcançar objetivos significativos no gerenciamento de águas pluviais, as Infraestruturas Verdes precisam ser amplamente implementadas em bacias urbanizadas. Um programa assim requer parcerias entre os múltiplos tomadores de decisão na implementação, operação e manutenção dos espaços e tecnologias dimensionadas para prover múltiplos usos e serviços no complexo ambiente urbano (MONTALTO *et al.*, 2013).

2.3.3 Reservatórios de Detenção

Estruturas de detenção são citadas por Fletcher *et al.* (2015) como alternativas de gerenciamento do escoamento superficial aplicadas nas abordagens feitas por BMPs, WSUDs, técnicas alternativas e o controle na fonte. Os microrreservatórios de detenção têm uma ampla aplicação e objetivos, que não os enquadram apenas em um dos termos. Dada a capacidade dos microrreservatórios e a abrangência do termo infraestrutura verde, adotou-se o termo infraestrutura verde (IV) para se referir às diferentes técnicas de gerenciamento do escoamento superficial, e principalmente aos microrreservatórios de detenção.

Os reservatórios de detenção são estruturas para acumulação temporária de água que contribuem para a redução das inundações urbanas, onde pode ou não ocorrer infiltração das águas pluviais. Sua principal função é o amortecimento das ondas de cheias geradas no meio

urbano, o confinamento do volume escoado superficialmente, e pode proporcionar a captação de sedimentos e detritos, melhorando a qualidade dos corpos de água (MOTA, 2012).

A intensificação dos desastres relacionados às inundações exige melhorias urgentes e essenciais no desenvolvimento e gestão sustentáveis dos sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas. Reservatórios de retenção de águas pluviais são uma das mais efetivas soluções para o controle do escoamento superficial e para prevenir os impactos adversos sobre os corpos de água receptores. No entanto, é notável que os projetos, nos quais ocorre um isolamento das estruturas de controle de inundação, podem acentuar os problemas, ao invés de mitigá-los (TRAVIS *et al.*, 2008).

A forma mais comum de mitigação dos impactos da urbanização sobre a hidrologia da bacia envolve práticas de retenção e/ou retenção em conjunto com uma proteção contra a erosão, se necessária. Em várias partes do mundo, os reservatórios de retenção são um componente popular para o gerenciamento de águas pluviais. As agências reguladoras constantemente exigem o uso de reservatórios de retenção de novos empreendimentos. O uso da retenção na fonte é uma opção de gerenciamento viável por ser de fácil implementação e por ser bem aceita entre os construtores. A efetividade de retenção diminui com o aumento da urbanização da área de drenagem da mesma. Para uma área de drenagem completamente urbanizada com retenção, a vazão de pré-urbanização não será mantida em todos os pontos do sistema de drenagem. Muitas vezes isso é negligenciado em outras bacias e nas características da retenção (CHILL; MAYS, 2013).

Os reservatórios de retenção começaram a ser adotadas no Brasil no meio do século XX e se popularizaram em meados dos anos 90, contudo, sem a sua integração com os elementos urbanísticos, sendo utilizadas somente para fins de amortecimento de cheia. Aos poucos, a integração vem sendo realizada (BAPTISTA *et al.*, 2005).

O manejo da água pluvial no meio urbano deve ser capaz de proporcionar qualidade de vida à população, reduzindo os riscos oriundos da impermeabilização causada pelo processo de urbanização e consequentemente promovendo o bem-estar (RIGHETTO, 2009).

Para a redução de inundações, um número pequeno de reservatórios de retenção pode ser ineficaz por não serem capazes de absorver as vazões de entrada da rede de drenagem. Entretanto, a implantação de diversos reservatórios de forma aleatória pode os transformar em inutilizáveis, devido à proximidade com outro dispositivo que atende à demanda local. Os conflitos entre os benefícios ambientais e as preocupações econômicas fazem com que o

dimensionamento dos reservatórios de retenção seja complexo. Simultaneamente, a localização dos reservatórios de retenção na bacia influenciará a eficiência não somente de cada reservatório individualmente, mas também da rede de dispositivos de retenção. Como obter uma quantidade ótima e encontrar os locais ideais para cada reservatório é uma questão complexa (WANG *et al.*, 2017).

Apesar de sua eficácia no combate às consequências negativas do escoamento superficial, não há um padrão apropriado para a determinação da localização e da capacidade de reservatórios de retenção, o que é uma questão de suma importância para a eficiência esperada desses dispositivos (LIM *et al.*, 2014; CUNHA *et al.*, 2016).

Diferentes locais de estruturas de armazenamento podem ter outras funções. A configuração das instalações de retenção a montante e ao longo da rede de drenagem age principalmente na regulação, redução do pico de vazão e na capacidade de suportar desastres de inundações em áreas cobertas pelo sistema de águas pluviais. Os reservatórios de retenção a jusante, têm a capacidade de controlar os eventos mais extremos na saída da rede devido ao maior volume de armazenamento (CANHOLI, 2014; TAO *et al.*, 2014).

2.4 LOCALIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE RETENÇÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Os possíveis locais, a quantidade e o arranjo dos reservatórios em uma área de drenagem permitem uma vasta gama de cenários de gerenciamento de um sistema de drenagem assistido por Infraestruturas Verdes. Devido às limitações, como orçamento, uso do solo, entre outros fatores, a seleção dos locais ótimos de implementação de tais reservatórios são de grande importância para a maximização dos benefícios (LIU *et al.*, 2016).

De acordo com Kuller *et al.* (2017), a integração dos dispositivos de retenção com o cenário urbano requer uma sensibilidade multifacetada recíproca dos dispositivos de armazenamento e do sistema urbano em torno desses. Enquanto as localizações das infraestruturas afetam o seu funcionamento, os reservatórios afetam a função e a qualidade do ambiente no seu entorno. Assim, pode-se definir a adequação da localização para a implementação de medidas sustentáveis de drenagem com duas vias (KULLER *et al.*, 2017):

- a. As necessidades do reservatório de retenção, respondendo à pergunta “o que as tecnologias precisam para um ótimo funcionamento?” (“o reservatório precisa de um local”);

- b. As necessidades do ambiente, respondendo à pergunta “onde a necessidade por benefícios trazidos pelos reservatórios de armazenamento é maior?” (“Um lugar precisa da estrutura de detenção”).

Dada a importância de uma análise multiobjetiva, novos métodos têm sido desenvolvidos, com a finalidade de ajudar o processo de decisão. O objetivo é auxiliar os tomadores de decisão na reflexão dos assuntos relacionados aos processos de gestão de águas urbanas (ARAÚJO *et al.*, 2017).

Para que os sistemas tenham um ótimo desempenho e para que todo o potencial de benefícios seja explorado, o planejamento urbano precisa avaliar e considerar toda a gama de aspectos relacionados à implementação dos reservatórios (KULLER *et al.*, 2017).

2.4.1 Reservatórios *On-line* e *Off-line*

De acordo com Jha *et al.* (2011), os reservatórios *on-line* estão localizados no canal principal do sistema de drenagem, e o fluxo passa, necessariamente, por esses reservatórios. Usualmente esse sistema de reservação está localizado próximo aos cursos de água. O armazenamento *on-line*, comumente, consiste em uma estrutura de captação, um arranjo de controle de fluxo na saída e um vertedouro ou outra estrutura de transbordamento para contornar a saída controlada em eventos extremos.

No armazenamento *off-line*, a água é desviada do canal principal para um reservatório paralelo à rede de drenagem e, após um tempo de detenção, a água é liberada de volta à rede. Geralmente, está associado a rios maiores com planícies de inundação amplas e normalmente consiste de uma estrutura de admissão para desviar a água do canal principal; a área de armazenamento em si; controle de fluxo de saída, devolvendo a água para o rio, por gravidade ou bombeamento; e um vertedouro (JHA *et al.*, 2011).

Quando a instalação de reservação tem finalidade múltipla, pode-se utilizar, em um mesmo ponto do sistema de drenagem, os dois tipos de reservatórios, com o direcionamento do deflúvio inicial ao reservatório *off-line*, que teria também uma função de contenção de contaminantes, sendo utilizado em conjunto com a detenção *on-line* (CANHOLI, 2014).

2.4.2 Abordagem Concentrada e Distribuída

Soluções para os problemas urbanos de escoamento são tão antigos quanto as próprias cidades. Diversas estratégias para o gerenciamento das águas pluviais urbanas têm sido propostas. Essas ações têm sido aplicadas em diferentes escalas, desde regiões, cidades, vilas e vizinhanças até casas, apartamentos e outras propriedades independentes, todas essas medidas buscam contribuir de alguma forma para se alcançar uma abordagem sustentável para a gestão das águas pluviais urbanas (PEÑA-GUZMÁN *et al.*, 2017).

Diferentes locais de reservatórios de retenção na bacia hidrográfica gerarão impactos distintos à jusante, o que também implica em suas eficiências. Reservatórios de retenção isolados tendem a reduzir o pico de vazão e a aumentar o tempo de concentração em suas áreas de contribuição, entretanto o hidrograma de saída somado ao escoamento de outras sub-bacias pode produzir um pico de vazão superior à condição anterior (WANG *et al.*, 2017).

No jargão contemporâneo, essas soluções podem ser classificadas como concentradas, distribuídas e híbridas. A solução concentrada trata “o sintoma” e tipicamente envolve a construção de sistemas de drenagem eficientes, capacitados com estruturas de fim de rede e/ou grandes túneis e reservatórios de retenção com o objetivo de armazenar temporariamente os volumes e mais tarde liberá-los lentamente. Essas estruturas podem ter custos altos. As soluções distribuídas são, de uma perspectiva de gerenciamento do escoamento, um tratamento na fonte, que pode reduzir ou compensar a impermeabilização da bacia e armazenar, reter, evaporar e infiltrar o escoamento. O objetivo principal das infraestruturas verdes é evitar a criação de problemas de escoamento urbano por meio da mimetização dos padrões hidrológicos de pré-desenvolvimento em uma condição de pós-desenvolvimento (MONTALTO *et al.*, 2013).

2.4.2.1 Abordagem Concentrada

A abordagem concentrada busca reservar os volumes escoados em pontos críticos da rede de drenagem. Essas reservas dos deflúvios são feitas à jusante, com o objetivo de controlar os escoamentos das bacias ou sub-bacias de drenagem, com maior capacidade de intervenção urbana (CANHOLI, 2014).

De acordo com Loperfido *et al.* (2014), as estruturas de retenção concentradas têm maior capacidade de controle hidrológico sobre eventos de precipitação de maior magnitude. Outra característica da retenção concentrada é sua capacidade de melhorar rapidamente a efetividade de drenagem da rede à qual o dispositivo de retenção pertence. Entretanto, a

capacidade de resiliência dos sistemas concentrados é menor que nos sistemas distribuídos (LEE *et al.*, 2012).

Osseyrane *et al.* (2012) apresentam as principais vantagens do sistema concentrado de retenção de águas pluviais:

- Não afetado por variações climáticas;
- Capacidade de controlar as vazões à jusante e as erosões em cursos d'água;
- Pode ser utilizado em diversas funções, além da gestão de águas pluviais.

As desvantagens apresentadas por Osseyrane *et al.* (2012) dos sistemas concentrados são:

- Necessidade de grandes áreas para sua aplicação;
- Capacidade reduzida de remoção de poluentes;
- Exposição a possíveis bloqueios nos dispositivos de saída;
- Possibilidade de ressuspensão de sedimentos se não removidos regularmente;
- A depender do volume, há uma necessidade por grandes estruturas de barramento.

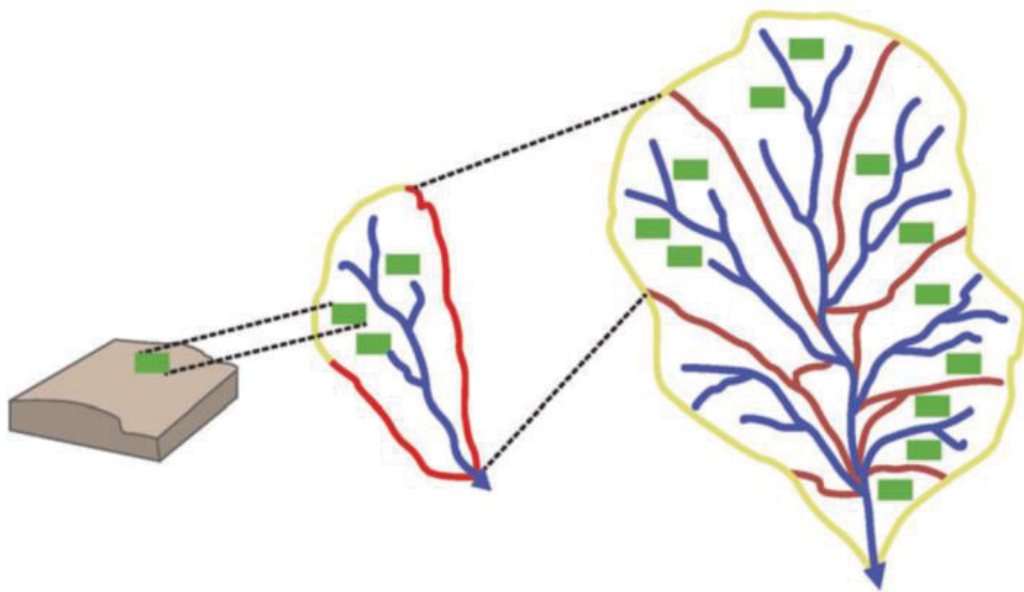
Fendrich e Gevaerd (2014) questionam a eficácia da abordagem concentrada na instalação de estruturas de retenção. Por meio de dados apresentados das intervenções de macrodrenagem na bacia hidrográfica do Alto Rio Tietê, na região metropolitana de São Paulo, os autores afirmam que os sistemas concentrados apresentam uma ineficácia no amortecimento de picos de vazão, mesmo para eventos de precipitação com tempo de recorrência menor que 10 anos ou 25 anos, tempos usualmente adotados para o dimensionamento de tais estruturas.

2.4.2.2 Abordagem Distribuída

Ações distribuídas ao longo da bacia trabalham de modo associado com a rede de drenagem com o objetivo de controlar a geração de vazões. Os aspectos espaciais e temporais devem ser considerados de forma conjunta e assim propor soluções capazes de reestabelecer os padrões de vazão e minimizar as inundações (MIGUEZ *et al.*, 2010). A FIGURA 7 exemplifica o arranjo de uma rede de retenção distribuída em uma bacia hidrográfica.

Canholi (2014) define a retenção *in situ*, ou distribuída, como microrreservatórios ou bacias onde ocorre a retenção temporária dos escoamentos gerados em áreas restritas ou próximas aos locais de geração do deflúvio. Geralmente, as obras de retenção distribuídas são incorporadas aos projetos de recreação e paisagismo, com a possibilidade de criação de lagos, quadras esportivas, entre outros. É importante ressaltar que todos os princípios hidrológicos e hidráulicos adotados para projetos de reservatórios de retenção concentradas, de maior porte, são normalmente adotados para os reservatórios distribuídos, de menor dimensão.

FIGURA 7 – REPRESENTAÇÃO DE INFRAESTRUTURAS VERDE DISTRIBUÍDAS AO LONGO DA BACIA HIDROGRÁFICA.



FONTE: Golden e Hoghooghi (2017).

O uso de sistemas de retenção distribuídos é geralmente empregado para o gerenciamento do escoamento de águas pluviais na fonte, antes que esse chegue aos corpos receptores, ou antes que a infiltração ocorra. Estruturas distribuídas são particularmente empregadas em áreas densamente urbanizadas por poderem fornecer alternativas mais viáveis que as soluções comumente concentradas, como os reservatórios de fim de rede (DIERKES *et al.*, 2015).

Segundo Montalto *et al.* (2013), os objetivos dos reservatórios distribuídos são restaurar as condições de pré-urbanização e reduzir significativamente a quantidade de infraestruturas tradicionais concentradas, para isso esses microrreservatórios devem ser implementados amplamente, de maneira eficaz e rápida em bacias urbanas. O desenvolvimento de tal implementação requer a colaboração constante entre os múltiplos tomadores de decisão, com

os mais variados objetivos e interesses. Vários decisores são necessários para dimensionar, construir e operar sistemas de retenção distribuídos de pequena escala em múltiplos locais. Esses sistemas precisam ter um desempenho confiável, previsível e econômico como outros sistemas projetados. Alguns dos desafios possíveis de serem encontrados são (MONTALTO *et al.*, 2013): atingir uma implementação em larga escala em bacias urbanas; obter uma participação significativa dos múltiplos agentes; cumprir os prazos; proporcionar um sistema de infraestrutura distribuída.

Canholi (2014) destaca as vantagens do uso da retenção distribuída:

- Maior flexibilidade para encontrar locais propícios para a instalação dos dispositivos;
- Possibilidade de padronização dos dispositivos implantados;
- Aumento da eficiência de transporte de vazão nos canais existentes;
- Melhoria da qualidade da água;
- Valorização dos recursos hídricos em meio urbano.

Além disso, Canholi (2014) também apresenta as principais desvantagens da descentralização, como:

- Dificuldade na fiscalização da operação e manutenção dos sistemas;
- Conflito de interesse com o uso das águas pluviais;
- Menor efetividade no controle de cheias na bacia em comparação com sistemas concentrados.

Avila *et al.* (2016) avaliaram o uso de reservatórios de retenção distribuídos como alternativa para mitigação do risco de inundações repentinas em uma área urbanizada de Barranquilla, Colômbia. Os resultados obtidos mostraram uma possibilidade de redução significativa do pico de vazão com reservatórios com pequena capacidade de armazenamento. Thomas *et al.* (2016) estimaram a eficácia de um sistema de retenção distribuída na redução de inundações a jusante sob diferentes condições iniciais.

Loperfido *et al.* (2014) compararam o uso de Infraestruturas Verdes concentradas e distribuídas em quatro sub-bacias de Chesapeake Bay em Washington D.C., Estados Unidos da América, uma com medidas distribuídas, duas com medidas concentradas e uma com cobertura florestal como referência. Os resultados obtidos apontam para um melhor funcionamento hidrológico das estruturas distribuídas em comparação à utilização de sistemas concentrados. Entretanto, os sistemas distribuídos não foram eficazes o suficiente para replicar o comportamento hidrológico da sub-bacia com cobertura florestal, o que mostra a importância da conservação de características do uso e ocupação do solo.

Lee *et al.* (2016) analisaram o uso cooperativo de estruturas de retenção concentradas e distribuídas como forma de maximizar a eficiência de mitigação de enchentes por meio do sistema de drenagem. Com uso de simulação hidrológica foi feita a comparação do sistema com a cooperação de dispositivos concentrados e distribuídos com o sistema concentrado. Todos os resultados obtidos apontaram uma redução das inundações e aumento da resiliência da rede com a utilização do sistema distribuído com implementação de maior capacidade em um local crítico da rede.

2.4.3 Ciclo do Planejamento Estratégico da Alocação de Infraestruturas Verdes

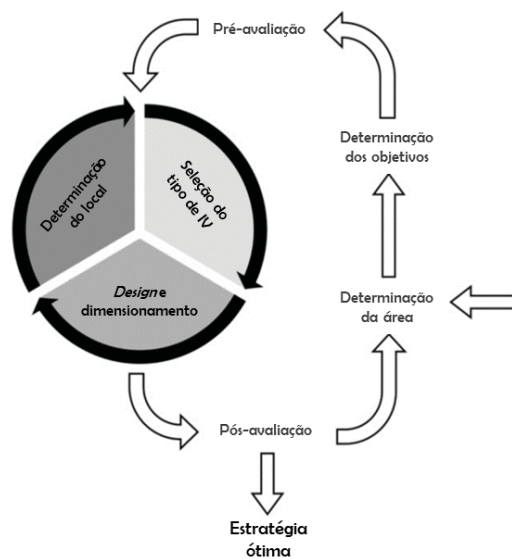
Segundo Zhang e Chui (2018), as Infraestruturas Verdes (IVs) devem ser cuidadosamente implantadas em locais apropriados por meio de um ciclo de planejamento estratégico bem organizado. A FIGURA 8 ilustra os principais procedimentos do ciclo de planejamento estratégico para a determinação dos locais ótimos de alocação das práticas IVs.

Inicialmente, deve-se determinar a área de drenagem, seguida pela definição dos objetivos. O histórico do projeto, os interesses das partes integrantes do projeto e a disponibilidade de dados são alguns dos fatores que influenciam as decisões tomadas em relação à área de estudo. Antes da alocação espacial, é realizada uma pré-avaliação, na qual as características da área de drenagem são avaliadas para identificar preliminarmente algumas localizações potenciais e tipos de IVs. Uma estimativa preliminar da efetividade do projeto também pode ser feita e as barreiras socioeconômicas (por exemplo, disponibilidade de espaço e envolvimento das partes interessadas) devem ser idealmente resolvidas ou identificadas durante essa fase (ZHANG; CHUI, 2018).

Posteriormente, as práticas IVs são alocadas dentro da bacia urbana. Com base nas características da bacia urbana, as práticas adequadas são selecionadas, projetadas,

dimensionadas e alocadas espacialmente de acordo com os objetivos pré-determinados. Os procedimentos, representados no ciclo interno da FIGURA 8, são semelhantes às propriedades espaciais que precisam ser consideradas na modelagem de alocação espacial genérica (SHIRABE, 2005). Após a otimização da alocação espacial, uma pós-avaliação é realizada para avaliar a eficácia do projeto. A estratégia ideal é alcançada se a expectativa de eficácia é alcançada; caso contrário, os objetivos e possivelmente as áreas visadas devem ser ajustados e o ciclo estratégico repetido (ZHANG; CHUI, 2018).

FIGURA 8 - CICLO DO PLANEJAMENTO ESTRATÉGICO DA ALOCAÇÃO DE IVS.



FONTE: Adaptada de Zhang e Chui (2018).

2.4.3.1 Principais componentes do ciclo do planejamento estratégico

Os principais componentes do ciclo do planejamento estratégico de IVs são o tipo de IV, as práticas de projeto e dimensionamento das estruturas individuais e a determinação do local. Embora não esteja explicitamente dentro do escopo da alocação espacial, a seleção de tipos de IV e o projeto de uma prática individual de IVs são parte do ciclo de planejamento estratégico e são otimizados junto com a determinação da localização, pois são inerentes aos procedimentos de implementação e suas escolhas afetam a alocação espacial (ZHANG; CHUI, 2018).

Para Zhang e Chui (2018), devido às diferenças de estrutura e projeto, distintos tipos de IV apresentam performances diferentes para o controle hidrológico e de poluentes das águas

pluviais. Consequentemente, tipos diversos de IVs são selecionados para diferentes projetos com áreas, objetivos e espaço disponível distintos. O projeto de uma prática individual de IVs está relacionado a diferentes fatores espacialmente variados. Por exemplo, para áreas de drenagem onde as características de chuva e impermeabilidade e o uso e o tipo de solo variam, as IVs precisam ser dimensionadas para lidar com uma carga específica de escoamento superficial. Para locais de solos menos permeáveis, pode-se utilizar dispositivos instalados no subsolo para evitar que a estrutura seja frequentemente preenchida (BROWN *et al.*, 2011).

Por fim, a localização é outra variável chave durante a otimização da alocação espacial das práticas IVs. O desempenho de uma prática individual ou combinações de práticas podem diferir consideravelmente quando elas estão posicionadas em locais distintos. Algumas considerações devem ser feitas quanto ao tipo, projeto e dimensionamento individuais e à determinação do local. A TABELA 1 apresenta tais considerações.

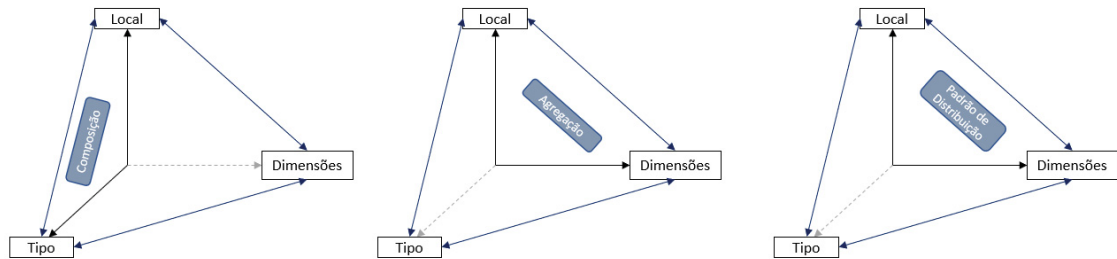
TABELA 1 - CONSIDERAÇÕES PARA CADA COMPONENTE DE ALOCAÇÃO DE IVs.

Componente de Alocação		Considerações
Componentes principais	Seleção de tipo de IV	<ul style="list-style-type: none"> – Objetivos; – Performance hidrológica; – Performance de controle de poluição; – Características da área.
	Projeto e dimensionamento de práticas individuais	<ul style="list-style-type: none"> – Volume escoado superficialmente; – Área de drenagem; – Uso do solo (impermeabilidade).
	Determinação do local	<ul style="list-style-type: none"> – Área de drenagem; – Uso do solo (impermeabilidade); – Permeabilidade do solo; – Declividade; – Condições das águas subterrâneas; – Existência de espaços verdes.

FONTE: Adaptada de Zhang e Chui (2018).

Com base nos três componentes principais (locais, dimensões e tipo), apresentados na TABELA 2, três representações matemáticas são identificadas, a saber (ZHANG; CHUI, 2018): composição, agregação e padrão de distribuição. Elas têm sido amplamente utilizadas e estudadas particularmente para práticas IVs em larga escala e suas relações com os três componentes principais são mostrados na FIGURA 9.

FIGURA 9 - ITERAÇÕES ENTRE AS COMPONENTES DE PLANEJAMENTO ESTRATÉGICO DE ALOCAÇÃO DE IVS.



FONTE: Adaptada de Zhang e Chui (2018).

A composição é o resultado agregado de diferentes seleções de práticas individuais de IVs (tipo) em uma área específica (local). Distintas combinações de IVs resultam em diferentes efeitos hidrológicos/hidráulicos e ambientais localizados ou regionais. O sistema de tratamento, que significa implementar múltiplas práticas IVs em série, é amplamente adotado para alinhar os mecanismos de tratamento de diferentes tipos de IVs (ZANG; CHUI, 2018).

A agregação é uma representação espacial do tamanho (dimensões) e densidade das práticas IVs. Normalmente, as práticas IVs distribuídas, mas com boa interconectividade, tendem a exibir melhor desempenho.

O padrão de distribuição é um conceito, que se relaciona não apenas ao dimensionamento, localização e agregação, mas também ao padrão geral das IVs dentro de uma área. Mais especificamente, descreve a maneira pela qual as práticas IVs são distribuídas e conectadas.

2.4.4 Localização Ótima dos Reservatórios de Detenção

Localizar e dimensionar os reservatórios de retenção e seus elementos de controle de escoamento em um sistema de drenagem são importantes decisões que precisam ser tomadas de forma eficiente e cuidadosa e requerem uma abordagem integradora (CUNHA *et al.*, 2016).

Existem oportunidades para um melhor gerenciamento do sistema de águas urbanas por meio de tomadas de decisão que abrangem de forma mais ampla a abordagem sustentável da drenagem urbana. As tomadas de decisão na gestão de recursos hídricos demandam uma análise complexa que deve levar em conta uma série de critérios e restrições. O Programa de Avaliação dos Ecossistemas do Milênio (2003) do Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente

enfatizou a importância de melhores tomadas de decisão para a sustentabilidade a longo prazo e a importância de se utilizar um conhecimento científico sólido, a saber (LAI *et al.*, 2008): "*Melhor informação pode não garantir melhores decisões, mas é um pré-requisito para uma tomada de decisão sólida*".

2.4.4.1 Técnicas de Otimização

Com a possível modelagem dos elementos de Infraestrutura Verde (IVs), ferramentas de auxílio à tomada de decisão se mostram necessárias para incorporar os resultados dos modelos em um procedimento de avaliação para facilitar a classificação e a seleção de alternativas de drenagem com base nos critérios a serem adotados (ZHOU, 2014).

As análises multicritérios (*Multi Criteria Analysis* – MCA) surgiram como uma técnica de análise de decisão nas décadas de 1960 e 1970, como parte do resultado do rápido crescimento da pesquisa operacional na Segunda Guerra Mundial. Ao longo dos anos, a MCA se tornou uma técnica consolidada e disponível em diversos segmentos, entre eles a gestão de recursos hídricos. Essa integração ao gerenciamento de recursos hídricos se deve, em parte, pelo caráter multiobjetivo das políticas da água (HAJKOWICZ; COLLINS, 2007).

Figueira *et al.* (2005) descrevem a teoria das técnicas de análise multicritério para tomada de decisões. Hajkowicz e Collins (2007) trazem as principais técnicas de MCA e a otimização aplicadas aos recursos hídricos:

- 1) Funções objetivo multicritério – Duas funções objetivo comumente aplicadas são a soma e a multiplicação ponderada dos diversos critérios utilizados;
- 2) Abordagem Outranking – O método *Outranking* aplica algum tipo de função de utilidade, que contém pesos criteriosais, para determinar as opções que superam um valor determinado. Os métodos PROMETHEE e ELECTRE são exemplos de abordagem *Outranking*;
- 3) Método de distância para o ponto ideal – Esse processo identifica valores ideais e anti-ideais para os critérios. O método identifica as opções para decisão que estão mais próximas da ideal e mais distantes da defectiva. Em problemas onde os valores ideal e defectivo não puderem ser definidos, os valores de critério máximo e mínimo podem ser utilizados. Duas técnicas comuns desse tipo são a programação conciliada e TOPSIS;

- 4) Comparação pareada – Essa abordagem envolve a comparação de critérios e alternativas em cada par único. As comparações podem ser feitas para atingir os pesos dos critérios e as pontuações de desempenho das opções de decisão. Várias escalas podem ser usadas. Uma das técnicas de comparação pareada mais amplamente aplicada é o Processo Analítico Hierárquico (*Analytic Hierarchy Process* – AHP). O Processo Analítico de Rede (*Analytic Network Process* – ANP) e o MACBETH são outros métodos MCA que envolvem comparações pareadas;
- 5) Análise difusa - A teoria da análise difusa baseia-se numa transição gradual de uma classe para outra. Os itens podem ter associação parcial em vários conjuntos. Isso pode ser particularmente poderoso no tratamento da incerteza inerente aos problemas do MCA. Abordagens difusas podem aplicar conceitos de outros métodos MCA;
- 6) Métodos Personalizados - A capacidade de criar métodos MCA com base na adaptação das abordagens existentes ou no desenvolvimento de novos algoritmos é praticamente ilimitada.

Os algoritmos de otimização geram os possíveis cenários de localização e avaliam as funções objetivo, a partir da modelagem dos cenários criados, para obtenção de resultados ótimos (LIU *et al.*, 2016).

A TABELA 2 apresenta estudos que utilizaram modelos matemáticos combinados a algoritmos de otimização para o gerenciamento de águas pluviais em redes de drenagem urbana. Dos estudos apresentados, 7 deles fazem o emprego de dispositivos de retenção de volumes, o que mostra um esforço para uma melhoria da aplicação desses aparatos. Nota-se também uma predominância do emprego de funções objetivo como forma de otimização, isso pode ter se dado devido a característica do gerenciamento de águas pluviais urbanas, onde há condições ou restrições advindas de leis, características da área de estudo e requisições dos atores, a serem atendidas e objetivos como redução de custos e volumes. Dentre os modelos hidráulicos/hidrológicos aplicados o mais utilizado é o SWMM.

TABELA 2 - ESTUDOS QUE AVALIAM A OTIMIZAÇÃO DA GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS

Autor(es)	Objetivos da otimização		Componentes de decisão				Tipo de intervenção	Tipo de Otimização	Modelo Utilizado
	Qualidade	Quantidade	Tipo de IV	Custo	Dimensionamento	Alocação			
Ahmadisharaf <i>et al.</i> (2016)	---	X	X	---	---	X	Pavimento permeável, célula de biorretenção, trincheira de infiltração, canais vegetados.	Distância de Ponto Ideal	SWMM
Chill e Mays (2013)	---	X	---	X	---	X	Reservatórios de Detenção	Distância de Ponto Ideal	Próprio (Método Racional)
Cimorelli <i>et al.</i> (2016)	X	X	---	X	X	X	Reservatórios de Detenção	Função Objetivo (Algoritmo Genético)	<i>Hydrologic-Hydraulic Semi-Distributed Model</i>
Cunha <i>et al.</i> (2016)	---	X	---	---	X	X	Reservatórios de detenção.	Função Objetivo (Recozimento Simulado)	SWMM
Huang <i>et al.</i> (2015)	---	X	X	X	X	X	BMPs.	Análise Difusa	SWMM
Li <i>et al.</i> (2015)	---	X	---	X	X	X	Reservatórios de detenção.	Função Objetivo (Enxame de Partículas)	SWMM
Lim <i>et al.</i> (2014)	---	X	---	X	X	X	Dispositivos de detenção.	Função Objetivo (NSGA-II)	SWMM
Miguez e Veról (2017)	---	X	X	---	---	X	Restauração de cursos d'água, pavimento poroso, telhado verde e barreiras de chuva.	Distância de Ponto Ideal	MODCEL
Tao <i>et al.</i> (2014)	---	X	---	X	X	X	Reservatórios de Detenção	Função Objetivo (NSGA-II)	SWMM
Wang <i>et al.</i> (2017)	X	X	---	X	X	X	Reservatórios de detenção.	Personalizado (AHP e F.O.)	SWMM

2.5 MODELAGEM MATEMÁTICA DE FENÔMENOS HIDROLÓGICOS

A modelagem matemática de processos físicos é uma ferramenta valiosa para o entendimento do comportamento sistêmico e da interação entre os componentes individuais desses processos. A depender da hipótese considerada, um certo modelo pode ser o ideal para uma situação, mas não ser aplicável a outras condições. A escolha do modelo adequado pode ser complexa, contudo, os modelos devem ser uma parte ativa do planejamento e/ou do projeto de soluções, principalmente em casos onde há a implementação de uma metodologia sistemática ou quando diferentes cenários são analisados. Projetos integrados de controle de águas pluviais urbanas devem identificar como otimizar os benefícios das diferentes medidas individuais e analisá-las conjuntamente. A identificação e análise podem se apresentar como questões complexas e os modelos matemáticos se mostram como uma possibilidade de tratá-las (MIGUEZ *et al.*, 2010).

2.5.1 Modelagem de Recursos Hídricos

Programas computacionais têm sido utilizados para a modelagem de recursos hídricos desde a década de 1960. As ferramentas de modelagem têm a habilidade de simular a qualidade e quantidade de escoamento superficial. Após a identificação da Infraestrutura Verde (IVs) como um importante método de controle para o gerenciamento de águas pluviais urbanas, as ferramentas computacionais foram atualizadas com componentes capazes de avaliar a efetividade das práticas de IVs. O objetivo primário da maioria dessas novas ferramentas é a avaliação da capacidade das práticas IVs em controlar a qualidade e quantidade do escoamento superficial urbano (JAYASOORIYA; NG, 2014).

A incorporação da IVs nas ferramentas de modelagem tem surgido para se analisar o comportamento de diferentes práticas IVs no gerenciamento de águas pluviais. As ferramentas de modelagem têm sido extensivamente utilizadas por profissionais e pesquisadores afim de se compreender vários aspectos relacionados às águas pluviais. Essas ferramentas precisam da inserção de diferentes parâmetros específicos das áreas de estudo como: tamanho da bacia, escala, atividades humanas presentes, clima e outras características naturais. Os resultados desses modelos incluem a redução de (JAYASOORIYA; NG, 2014): volume de escoamento, parte de escoamento e carga de poluentes; devido à implementação de diferentes práticas de IVs.

Geralmente os dados requeridos para quase todos os modelos são dados climáticos, de caracterização do solo e de uso e ocupação do solo. Quanto à acurácia dos modelos, há uma incerteza associada a qualquer modelo. Isso é uma característica que não pode ser evitada e pode levar a um impacto significativo na acurácia dos resultados. Entretanto, a incerteza pode ser reduzida a um certo nível por meio da calibração e da validação dos resultados do modelo, quando existem dados disponíveis. Quando levada em conta a precisão dos diferentes modelos de análise de escoamento superficial, o *Storm Water Management Model* (SWMM) oferece um alto nível de conformidade. Um número considerável de estudos do modelo SWMM indicam que o mesmo pode produzir resultados razoavelmente precisos, quando os modelos estão calibrados e validados (JAYASOORIYA; NG, 2014).

O método convencional para a seleção dos locais de implementação das IVs segue duas etapas principais (AHMADISHARAF *et al.*, 2016):

1. Análise da atual rede de drenagem por meio do uso de modelagem hidrológica e hidráulica;
2. Implementação das IVs nas áreas de interesse, de acordo com as delimitações do projeto e restrições do estudo de caso.

Entretanto, os resultados da modelagem hidráulica não são diretamente aplicados na distribuição dos locais de implementação das IVs. A decisão subjetiva referente aos locais de implementação das IVs pode produzir incertezas nas soluções para o problema da definição dos locais de implantação (AHMADISHARAF *et al.*, 2016).

2.5.2 Modelagem Matemática e Otimização

Em modelos de otimização em que o comportamento hidráulico dos sistemas de drenagem deve ser levado em conta, como em uma perspectiva integradora de alocação e dimensionamento de estruturas de armazenamento com controle do escoamento, os valores das variáveis hidráulicas devem ser avaliados por meio de um simulador hidráulico apropriado (TAO *et al.*, 2014).

Modelos de otimização para a redução de problemas de drenagem têm frequentemente lidado com o planejamento e o dimensionamento de estruturas de armazenamento em escalas maiores, como as bacias hidrográficas, e em escalas locais, como redes de microdrenagem. As

primeiras tentativas de se modelar matematicamente e otimizar a localização dos reservatórios de retenção foi realizada por Doyle em 1976 (CUNHA *et al.*, 2016).

Como destacado anteriormente no item 2.4.3, a aplicação conjunta de modelos hidrológicos/hidráulicos e técnicas de otimização para a determinação da localização de reservatórios de retenção pode ser um grande auxiliar no gerenciamento de águas pluviais urbanas. A possibilidade de se mensurar benefícios e limitações das opções existentes permite uma decisão embasada em critérios técnicos.

A partir dos estudos apresentados na TABELA 2, verificou-se quais modelos matemáticos foram utilizados em cada estudo realizado. Chill e Mays (2013) aplicaram um modelo próprio baseado no método racional. Cimorelli *et al.* (2016) também utilizaram um modelo próprio chamado *Hydrologic-Hydraulic Semi-Distributed Model*. O modelo MODCEL foi aplicado por Miguez e Vérol (2017). O modelo SWMM foi utilizado nos estudos de Tao *et al.* (2014), Lim *et al.* (2014), Li *et al.* (2015), Huang *et al.* (2015), Ahmadisharaf *et al.* (2016), Cimorelli *et al.* (2016), Cunha *et al.* (2016), Wang *et al.* (2017), Leitão *et al.* (2018) e Aminjavaheri e Nazif (2018). Pela grande difusão do modelo e suas diversas aplicabilidades para o gerenciamento de águas pluviais, pode-se afirmar que o SWMM é um bom modelo para estudos de otimização de alocação e dimensionamento de estruturas de armazenamento, como reservatórios de retenção.

2.5.3 Storm Water Management Model - SWMM

O *Storm Water Management Model* (SWMM) foi desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos da América (*Environmental Protection Agency* – EPA). O SWMM é um modelo dinâmico de chuva-vazão utilizado para um só evento chuvoso ou para a simulação de longos períodos que permite a avaliação qualitativa e/ou quantitativa de áreas predominantemente urbanas. O modelo é costumeiramente utilizado para planejar, analisar e elaborar sistemas de drenagem em áreas urbanas (JAMES *et al.*, 2010).

A primeira versão do SWMM foi desenvolvida em 1971 e vem recebendo diversas atualizações ao longo do tempo, entre as quais a integração com os ambientes Sistemas de Informações Geográficas – SIG e CAD (Projeto Assistido por Computador), além de outras voltadas para apresentação dos resultados e melhoria da capacidade do banco de dados.

O SWMM considera diferentes fontes de produção de escoamento existentes em áreas urbanas, tais como precipitações variáveis no tempo, fluxo de reservatórios não lineares, além de considerar a retenção e detenção de escoamentos em diversos dispositivos de baixo impacto, advindos das técnicas compensatórias. O SWMM permite determinar as condições de simulação ao qual ele será submetido, sendo possível escolher o modo de processamento, o modelo de infiltração, a forma de propagação de fluxo, o tempo de simulação, entre outros (JAMES *et al.*, 2010).

O SWMM é um dos mais populares modelos de escoamento superficial entre os profissionais e pesquisadores da área de recursos hídricos. O *software* tem a capacidade de avaliar a performance de diversas práticas de IV e pode ser aplicado em uma gama diversa de escalas espaciais, variando de pequenas sub-bacias a bacias maiores (JAYASOORIYA; NG, 2014).

As equações que regem o modelo são as equações de *Saint-Venant* de conservação da massa e quantidade de movimento através de um canal ou conduto, representadas pelas Equações (1) e (2), respectivamente (ROSSMAN, 2017):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (2)$$

onde: A = área de seção de fluxo (m^2);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

H = carga hidráulica no conduto (m);

x = distância longitudinal (m);

Q = vazão (m^3/s);

S_f = declividade da linha de energia (perda de carga por unidade de comprimento) (m/m);

S_0 = declividade topográfica (m/m);

t = tempo (s);

Na Equação (1), o primeiro termo da soma representa a diferença entre o volume saindo e entrando em um determinado volume de controle, considerando-se somente as seções de montante

e jusante de um conduto ou canal, ou seja, não existe contribuição lateral. O segundo termo representa a variação do volume armazenado no trecho considerado.

Na Equação (2), os dois primeiros termos da soma representam os termos de inércia. O terceiro termo procura representar a ação das forças de pressão. Finalmente, o quarto termo da soma representa a ação da gravidade, associada à declividade topográfica (S_0), e a ação da resistência ao escoamento, associada à declividade da linha de energia (S_f).

O SWMM oferece ao usuário dois métodos alternativos principais para resolver as Equações (1) e (2): análise de onda dinâmica ou cinemática. A análise de onda dinâmica resolve a forma completa das equações de fluxo, o que, teoricamente, produz os resultados mais precisos. A análise de onda cinemática resolve a equação de continuidade, juntamente com uma forma simplificada da equação de momento, na qual são desprezados os termos de inércia. A solução por onda cinemática não pode ser implementada para modelar efeitos de remanso, perdas de entrada/saída, inversão de fluxo ou fluxo pressurizado (ROSSMAN, 2017).

Segundo James *et al.* (2010), o SWMM é um modelo dinâmico de chuva-vazão que pode ser utilizado para a simulação de um ou mais eventos de precipitação que geram escoamento superficial em áreas urbanas. O componente de escoamento do modelo opera em uma coleção de áreas de sub-bacias que recebem a precipitação e geram escoamento e cargas poluentes. A componente hidráulica do SWMM é capaz de transportar os volumes escoados através de um sistema de tubos, canais, dispositivos de armazenamento/tratamento, bombas e reguladores. O *software* reporta a quantidade e a qualidade do escoamento gerado por cada sub-bacia e a taxa de vazão, a profundidade do fluxo e a qualidade da água em cada tubulação e canal durante o período de simulação a cada intervalo de tempo de simulação.

Além disso o modelo é capaz de simular diversos processos de escoamento que ocorrem em áreas urbanas, como (JAMES *et al.*, 2010):

- Acúmulo e derretimento de neve (Para locais onde são passíveis de ocorrer);
- Fluxo não-linear do escoamento superficial;
- Evaporação da água armazenada superficialmente;
- Implementação de *LIDs* e reservatórios de retenção;

- Infiltração da chuva em parcelas de solo não saturadas;
- Interceptação do volume escoado por depressões;
- Interfluxo entre o sistema de drenagem e o lençol freático;
- Percolação da água infiltrada;
- Precipitação variável no tempo.

A variabilidade espacial em cada um dos processos é obtida pela divisão da área de estudo em uma coleção de áreas menores, áreas de sub-bacias homogêneas, cada uma contendo uma fração de áreas permeáveis e impermeáveis. O escoamento pode ocorrer entre sub-áreas, sub-bacias e outros elementos do sistema de drenagem (JAMES *et al.*, 2010).

O SWMM também contém uma série de recursos para a modelagem hidráulica usados para o encaminhamento de fluxos de escoamento, através da rede de drenagem, canais, unidades de armazenamento e outras estruturas. Tais recursos permitem ao modelo: lidar com redes de drenagem independentemente de tamanho dos condutos e canais, podendo o usuário escolher entre diversas formas fechadas ou abertas para essas estruturas, bem como, canais naturais. Além das funcionalidades hidráulicas, o SWMM também pode estimar a produção de cargas de poluentes associadas a este escoamento (JAMES *et al.*, 2010).

3 ÁREAS DE ESTUDO HIPOTÉTICAS

Este capítulo apresenta a descrição das áreas e redes hipotéticas utilizadas para a aplicação do método desenvolvido. Além da descrição, fazem parte deste capítulo os parâmetros de dimensionamento dos condutos e dos reservatórios de detenção e os atributos da simulação hidrológica.

Em um estudo realizado para uma área de drenagem real, este capítulo seria destinado ao levantamento de dados e caracterização da área de estudo. Por assim compreender essa parte do estudo, o autor não a incluiu no capítulo de materiais e métodos, que se destina ao estabelecimento dos parâmetros da otimização e às simulações hidráulicas/hidrológicas.

3.1 DEFINIÇÃO DAS ÁREAS HIPOTÉTICAS

Toda a área de uma bacia hidrográfica, cujo escoamento superficial gerado por um evento de precipitação escoar para o sistema de drenagem natural ou artificial da bacia, é considerada como uma unidade hidrológica denominada de bacia ou área de drenagem do sistema de captação (BUTLER; DAVIES, 2011 e GRIBBIN, 2011 e RAGHUNATH, 2006)

Butler e Davies (2011) listam como características importantes das áreas de drenagem para o dimensionamento das redes de drenagem: área física, formato, declividade, tipo e uso do solo, rugosidade, umidade e capacidade de armazenamento. Tais características foram consideradas para o dimensionamento das redes hipotéticas, de forma direta, para a declividade, formato e área física, e de forma indireta, para o tipo e uso do solo, capacidade de armazenamento, umidade e rugosidade, consideradas a partir do coeficiente de escoamento superficial (C) do método racional, uma vez que essas são características da que afetam o coeficiente C .

Foram definidas duas áreas de drenagem hipotéticas para a realização deste estudo. Ambas as áreas são compostas por sub-bacias quadradas com 1 ha de área cada, 100 metros de talvegue e 3% de declividade média. O número de sub-bacias e a finalidade de cada uma das áreas são descritas a seguir. Os trechos das redes de drenagem possuem 100 m de comprimento e desnível em cada trecho de 1 m, resultando, portanto, em uma declividade comum igual a 1:100 m/m.

3.1.1 Área Hipotética I

A área hipotética I foi utilizada para a aplicação de um modelo simplificado, cujo objetivos são detalhados no Capítulo 4. Possui uma área total de 4 ha, subdividida em 4 sub-bacias idênticas, as quais possuem as características listadas anteriormente, ou seja, 4 sub-bacias quadradas com 1 hectare de área cada, 100 metros de talvegue e 3% de declividade média.

A rede de drenagem da área hipotética I é composta por 4 poços de visita (J1-1, J1-2, J2-1 e J2-2), 4 trechos (C1-1, C1-2, C2-1 e C2-2) e uma saída de rede. O sistema de drenagem flui dos nós J2-1 e J2-2 em direção à saída da rede (nó OF1). A FIGURA 10 traz uma representação da área e da rede de drenagem hipotéticas. A TABELA 3 apresenta as coordenadas, altitude, nós vizinhos e sub-bacias de drenagem direta para cada nó.

FIGURA 10 - ÁREA DE DRENAGEM HIPOTÉTICA I.

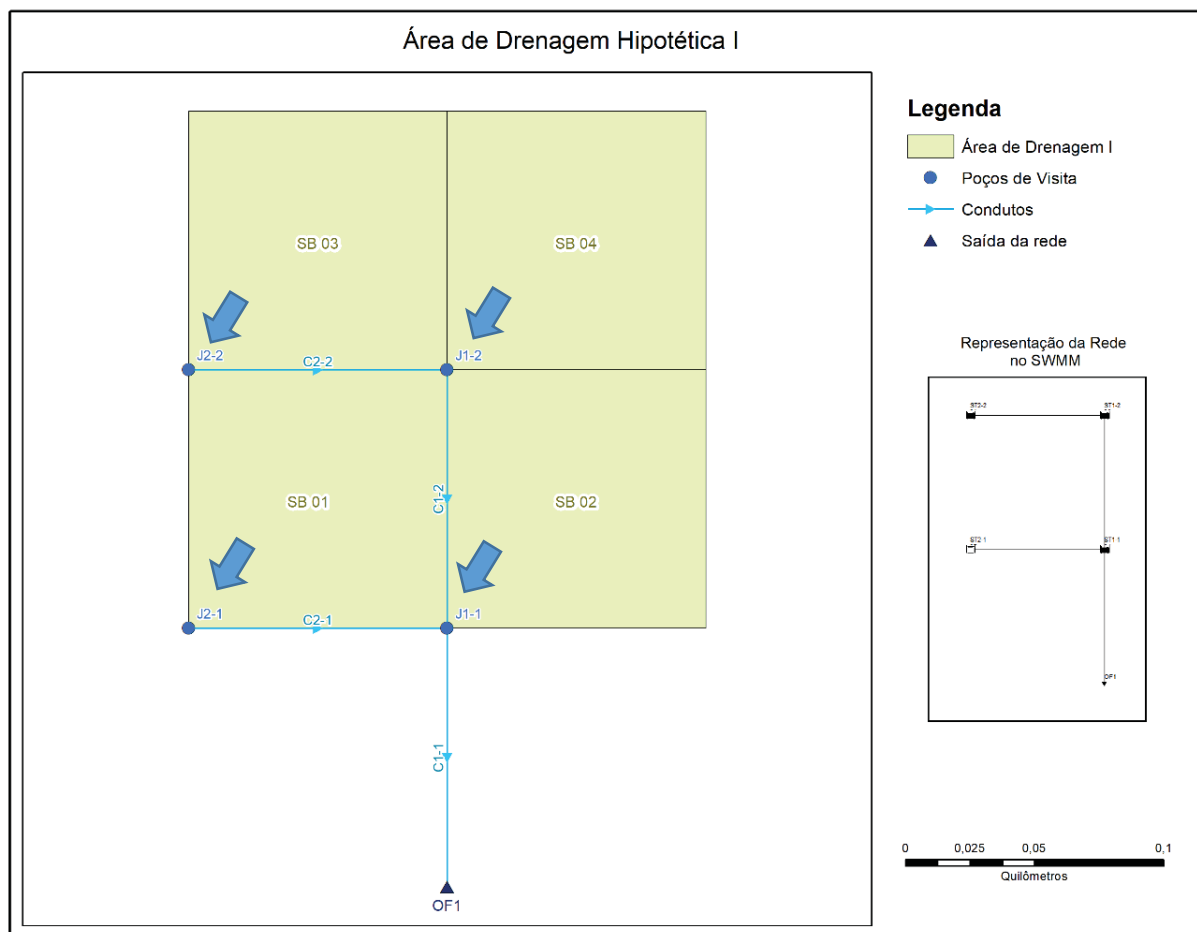


TABELA 3 - CARACTERÍSTICAS ESPACIAIS DA ÁREA HIPOTÉTICA I.

Nó	Sub-bacia de Drenagem direta	Nós imediatamente a montante	Nó imediatamente a jusante	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)	Altitude (m)
J1-1	SB02	J1-2, J2-1	OF1	100,0	100,0	998,0
J1-2	SB04	J2-2	J1-1	100,0	200,0	999,0
J2-1	SB01	---	J1-1	0,0	100,0	999,0
J2-2	SB03	---	J1-2	0,0	200,0	1000,0
OF1	---	J1-1	----	100,0	0,0	997,0

3.1.2 Área Hipotética II

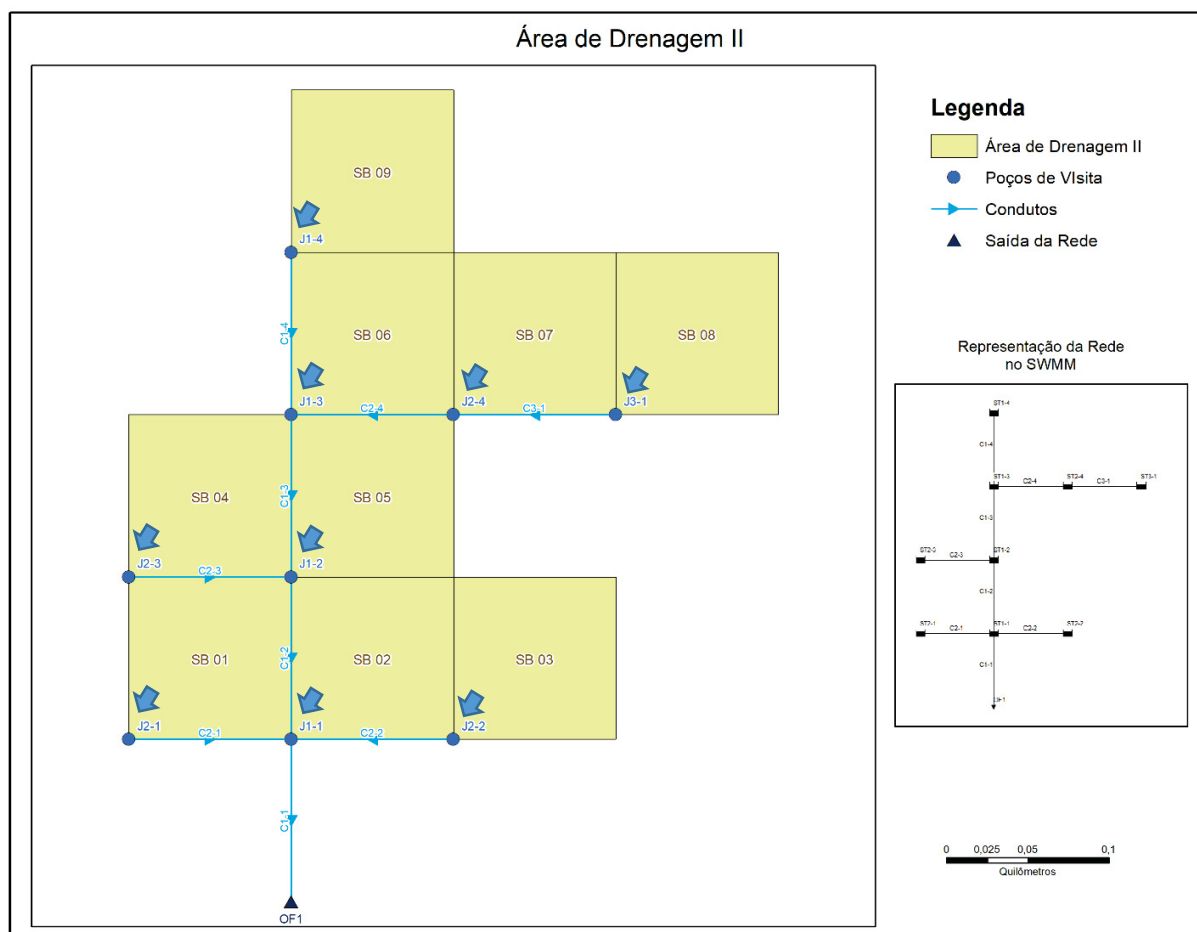
A área hipotética II foi utilizada para a aplicação dos modelos 1 e 2, cujos objetivos são detalhados no Capítulo 4. Possui uma área de 9 ha, subdividida em 9 sub-bacias idênticas, as quais possuem as características listadas anteriormente, ou seja, 9 sub-bacias quadradas com 1 ha de área cada, 100 metros de talvegue e 3% de declividade média.

A rede de drenagem hipotética da área II é composta por 9 poços de visita, 9 trechos e uma saída de rede. O sistema de drenagem flui dos nós J1-4, J2-1, J2-2, J2-3 e J3-1 em direção à saída da rede (nó OF1), como mostram as setas da FIGURA 11, que traz uma representação da área e da rede de drenagem hipotéticas. A TABELA 4 apresenta as coordenadas, altitude, nós vizinhos e sub-bacias de drenagem direta para cada nó.

TABELA 4 - CARACTERÍSTICAS ESPACIAIS DA ÁREA HIPOTÉTICA II.

Nó	Sub-bacia de Drenagem direta	Nós imediatamente a montante	Nó imediatamente a jusante	Coordenada X (m)	Coordenada Y (m)	Altitude (m)
J1-1	SB02	J1-2, J2-1	OF1	100,0	100,0	998,0
J1-2	SB05	J2-3, J1-3	J1-1	100,0	200,0	999,2
J1-3	SB06	J2-4, J1-4	J1-2	100,0	300,0	1000,5
J1-4	SB09	---	J1-3	100,0	400,0	1002,1
J2-1	SB01	---	J1-1	0,0	100,0	999,6
J2-2	SB03	---	J1-1	200,0	100,0	999,6
J2-3	SB04	---	J1-2	0,0	200,0	1000,8
J2-4	SB07	J3-1	J1-3	200,0	300,0	1001,9
J3-1	SB08	---	J2-4	300,0	300,0	1003,5
OF1	---	J1-1	----	100,0	0,0	997,0

FIGURA 11 - ÁREA DE DRENAGEM HIPOTÉTICA II.



3.2 DIMENSIONAMENTO DAS REDES DE DRENAGEM

O objetivo principal do projeto hidráulico da rede é determinar as dimensões dos condutos, trecho por trecho, para toda a rede de drenagem. Para isso, deve-se calcular a vazão de projeto para cada trecho da rede, cuja determinação foi realizada utilizando-se o método Racional por uma questão de simplicidade e por ser usado, de modo frequente, em projetos de redes de microdrenagem. A determinação das vazões de projeto pelo método Racional depende de alguns parâmetros apresentados a seguir.

3.2.1 Tempo de Concentração

Cada área hipotética tem seu próprio tempo de concentração dependendo do seu tamanho, forma, declividade e condições de cobertura do solo. Para estimar o tempo de concentração, localiza-se o "ponto mais remoto" na bacia hidrográfica e, em seguida, se delinea o caminho tomado pelo escoamento proveniente desse ponto à medida que ele chega ao ponto de análise. O tempo de concentração é um parâmetro essencial para a determinação do pico de vazão. Se o escoamento levar muito tempo para chegar ao ponto de análise, a vazão de pico resultante será menor. Assim, se duas bacias tiverem a mesma área e cobertura do solo, mas formas diferentes, com diferentes tempos de concentração, então, para chuvas idênticas, elas terão picos diferentes em seus respectivos pontos de análise (BUTLER; DAVIES, 2011 e GRIBBIN, 2014).

O tempo de concentração é um parâmetro de síntese para favorecer a modelagem de águas pluviais. Para bacias muito pequenas, os projetistas geralmente usam um valor mínimo de tempo de concentração de 6 minutos. Portanto, se um cálculo estrito de t_c produzir um valor como 2,8 minutos, deve-se usar 6 minutos para os cálculos do método Racional. Isso não reduz a validade geral do projeto (ESLAMIAN, 2014 e GRIBBIN, 2014).

Os atributos de área (1 ha), comprimento de talvegue (100 m) e declividade (3%) das bacias de contribuição direta em cada nó das redes de drenagem hipotéticas foram utilizados para a determinação do tempo de concentração.

Para um cenário de pré-urbanização, a equação utilizada para o cálculo do tempo de concentração foi a Equação (4) de Kerby-Hathaway, também apresentada em Silveira (2005):

$$t_c = 2,25 N^{0,47} L^{0,47} S^{-0,235} \quad (3)$$

onde: t_c = tempo de concentração (h);

N = coeficiente relacionado ao uso do solo, adotado como 0,3.

L = comprimento do talvegue (km);

S = declividade da bacia (m/m).

A partir das características atribuídas às bacias de contribuição direta em cada nó das redes de drenagem hipotéticas e utilizando-se a Equação (4), estimou-se o tempo de concentração para o cenário de pré-urbanização das bacias em aproximadamente 16 minutos.

Para os cenários de pós-urbanização, o tempo de concentração foi determinado por meio da Equação (3), elaborada por McCuen (1984), e apresentada juntamente com outras equações em Silveira (2005):

$$t_c = 2,25 \alpha^{-0,7164} L^{0,5552} S^{-0,207} \quad (4)$$

onde: t_c = tempo de concentração (h);

L = comprimento do talvegue (km);

S = declividade da bacia (m/m);

α = coeficiente relacionado ao uso do solo, adotado como igual a 35 (Silveira, 2005).

Considerando-se os atributos definidos para as bacias de contribuição direta em cada nó da rede e utilizando-se a Equação (3), estimou-se um tempo de concentração de aproximadamente 6 minutos para cada sub-bacia que compõe as áreas hipotéticas I e II.

É importante destacar que há trabalhos como de Drummond *et al.* (2018) que apontam para um sub-dimensionamento dos reservatórios de retenção quando o tempo de concentração é utilizado, ao invés da metodologia de duração crítica da chuva (TUCCI e MARQUES, 2000). Contudo, segundo Tucci (2005), a cheia urbana apresenta um pico alto e pequeno volume, logo, se houver um reservatório, mesmo com menor capacidade, em uma área urbana, esse é suficiente para reduzir a vazão de pico significativamente.

3.2.2 Chuvas de Projeto

Embora a intensidade da chuva varie durante os eventos de precipitação, muitos dos procedimentos usados para derivar as vazões de pico são baseados em uma intensidade de chuva constante. Com base nos dados de precipitação medidos ao longo de registros históricos longos,

uma curva padrão de Intensidade-Duração-Frequência (IDF) pode ser desenvolvida para uma área específica.

Uma curva IDF fornece um resumo das características de precipitação de um local, relacionando a duração da precipitação e a probabilidade de excedência (frequência) com a intensidade da precipitação, assumida constante ao longo da duração. Com a curva IDF, a altura de chuva e o volume total de chuva podem ser calculados de acordo com a área de interesse (ESLAMIAN 2014a, 2014b e GRIBBIN 2014).

A escolha do período de retorno da chuva de projeto, determina o grau de proteção contra inundações causadas pelo sistema. Essa proteção deve estar relacionada ao custo de qualquer dano ou interrupção que possa ser causado por inundações (BUTLER; DAVIES, 2011 e CANHOLI, 2014).

TABELA 5 – PERÍODO DE RETORNO DA CHUVA DE PROJETO PARA DIFERENTES USOS DO SOLO.

Uso do solo	Período de Retorno da Chuva de Projeto (anos)
Area Rural	1
Áreas Residenciais	2
Áreas Urbanas Centrais/ Áreas Comerciais com estudo de inundação	2
Áreas Urbanas Centrais/ Áreas Comerciais sem estudo de inundação	5
Galerias de metrô/ Passagens Subterrâneas	10

Fonte: Adaptada de Butler e Davies (2011).

As chuvas de projeto utilizadas para o dimensionamento da rede de drenagem e dos reservatórios de retenção, relativas a um cenário de pós-desenvolvimento, foram obtidas a partir da Equação (5) de chuvas intensas para a cidade de Curitiba (FENDRICH, 1989):

$$i = \frac{3221,07 TR^{0,258}}{(t_d + 26)^{1,010}} \quad (5)$$

onde: i = intensidade média de precipitação (mm/h);

TR = período de retorno (anos);

t_d = duração da chuva (minuto).

Recomenda-se a utilização da duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia em estudo. Logo, utilizou-se a duração da chuva como sendo igual a 6 minutos, que representa o tempo de concentração das sub-bacias que contribuem diretamente para os nós das redes de drenagem hipotéticas.

Para o dimensionamento da rede de drenagem, o tempo de recorrência utilizado foi igual a 2 anos, resultando em intensidade da chuva igual a 116,0 mm/h, para t_d igual a 6 minutos, a partir da Equação (5). Para o dimensionamento dos reservatórios de detenção, o tempo de recorrência adotado foi de 100 anos, como indicado por Canholi (2014), resultando em intensidade da chuva igual a 318,2 mm/h, ao se adotar t_d igual a 6 minutos, a partir da Equação (5).

Portanto, para um cenário de pós-desenvolvimento, as chuvas de projeto para o dimensionamento da rede e para o dimensionamento dos reservatórios de detenção resultaram 116,0 mm/h e 318,2 mm/h, respectivamente. Justifica-se a adoção de tempos de recorrência distintos para o dimensionamento da rede de drenagem e para o dimensionamento dos reservatórios de detenção, uma vez que os reservatórios devem atuar no amortecimento de cheias com tempo de recorrência maior do que o utilizado para o dimensionamento da rede de drenagem.

Não foi determinada uma intensidade de chuva para um cenário de pré-desenvolvimento, porque assumiu-se, em um cenário hipotético, a vazão de pré-desenvolvimento como uma fração da vazão de pós-desenvolvimento.

3.2.3 Vazão Máxima Afluente e Hidrogramas de Entrada para cada Nó

A vazão máxima ou de pico é geralmente calculada para dimensionar sistemas de drenagem, como tubulações, poços de visita, canais e reservatórios, além de ser utilizada para determinação de medidas para o controle da erosão. (ESLAMIAN; KUANG, 2014a).

O método Racional tem sido o método mais comumente utilizado para calcular as vazões de pico em áreas urbanas e rurais menores que 80 ha e com tempo de concentração inferior a 20 minutos, ou 1 km² em áreas urbanas para Canholi (2014).

O método Racional assume que a vazão de pico ocorre quando a bacia inteira está contribuindo para o fluxo e a intensidade da chuva é a mesma sobre toda a área de drenagem e uniforme ao longo de um período de tempo igual ao tempo de concentração (BUTLER; DAVIES, 2011 e CANHOLI, 2014). O referido método é uma abordagem simples e adequada na maioria das situações para projetos de sistemas de drenagem em pequenas bacias, cuja formulação é representada pela Equação (6) (CANHOLI, 2014):

$$Q = \frac{C i A}{3,6} \quad (6)$$

onde: Q = vazão máxima (m³/s);

i = intensidade máxima da chuva (mm/h);

A = área de drenagem (km²);

C = Coeficiente de escoamento superficial (adimensional).

O coeficiente de escoamento superficial (C) fornece uma relação simplificada entre chuva-escoamento com base no uso local do solo, armazenamento do solo e condições de infiltração. Valores maiores de C devem ser empregados para áreas com grande declividade e para tempos de recorrência maiores (ESLAMIAN, 2014a, 2014c).

No presente trabalho, adotou-se C como igual a 0,65 para tempo de recorrência de 2 anos e igual a 0,75 para tempo de recorrência de 100 anos, como sugerido por Canholi (2014). Para o dimensionamento da rede de drenagem, a vazão máxima de contribuição de cada sub-bacia resultou em, aproximadamente, 0,21 m³/s, valor este considerado afluente a cada um dos nós, portanto sem aporte lateral (ao longo dos trechos).

TABELA 6 - COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DO MÉTODO RACIONAL PARA DIFERENTES USOS DO SOLO.

Uso do solo	Coeficiente de Escoamento Superficial
Áreas Centrais Urbanas	0,70 – 0,95
Áreas Residenciais	0,50 – 0,70
Áreas Industriais Leves	0,50 – 0,80
Áreas Industriais Densas	0,60 – 0,90
Asfalto	0,70 – 0,95
Concreto	0,80 – 0,95
Blocos	0,70 – 0,95
Solo arenoso	0,05 – 0,30
Solo adensado	0,13 – 0,30
Parques e Cemitérios	0,10 – 0,25
<i>Playgrounds</i>	0,20 – 0,40
Áreas de Jardim	0,20 – 0,40
Áreas não desenvolvidas	0,10 – 0,30
Calçadas	0,75 – 0,95
Telhados	0,75 – 0,95

Fonte: Adaptada de Kuang (2014).

Desta forma, considerando-se regime permanente e o uso do método Racional, foram determinadas as vazões máximas de projeto dos condutos para a área hipotética I e a área hipotética II, estas vazões estão apresentadas na TABELA 7 e na TABELA 8, respectivamente. Já a TABELA 9 e a TABELA 10, encontradas na página 72, apresentam as vazões utilizadas para o dimensionamento dos reservatórios de retenção das áreas de estudo I e II, respectivamente.

Importante ressaltar que, em razão das vazões para o dimensionamento dos reservatórios de retenção serem superiores às vazões usadas para o dimensionamento da rede, na ocorrência de eventos superiores aos utilizados para o dimensionamento da rede, o volume excedente deve ser suportado pelos reservatórios de retenção ou resultará em inundação de áreas da bacia, uma vez que a rede não terá capacidade para conduzir as vazões.

O exposto descreve, de modo sucinto, a problemática do dimensionamento dos reservatórios. Sob o ponto de vista financeiro apenas, a questão colocada é: Será mais efetivo

aumentar o volume dos reservatórios, o que implica em custos, ou permitir inundação de determinadas áreas, o que também implica em custos?

Ainda, para o dimensionamento dos reservatórios de retenção, adotou-se um valor de vazão de pré-desenvolvimento como sendo uma fração da vazão de pós-desenvolvimento. Tal hipótese não invalida o estudo, uma vez que a vazão de pré-desenvolvimento é utilizada somente como uma condição de contorno de jusante para o dimensionamento dos reservatórios, de modo a respeitar o critério de que se deve manter a vazão de pré-desenvolvimento a jusante da bacia que sofreu processo de urbanização.

Considerando o exposto, a vazão de pré-desenvolvimento para o dimensionamento dos reservatórios de retenção foi definida a partir da relação representada pela Equação 7:

$$\frac{Q_{pos}}{Q_{pre}} = 4 \quad (7)$$

onde: Q_{pos} = Vazão de pós-urbanização (m^3/s);

Q_{pre} = Vazão de pré-urbanização (m^3/s).

A Equação (7), portanto, foi estabelecida sob a hipótese de que o processo de urbanização, do qual a implantação da rede de drenagem é parte integrante, aumentou as vazões de pico em 4 vezes, quando comparam-se os cenários de pré-desenvolvimento e pós-desenvolvimento. A hipótese adotada é razoável, uma vez que, por exemplo, Cruz *et al.* (2007) sugerem que o processo de urbanização pode aumentar as vazões em até 6 vezes.

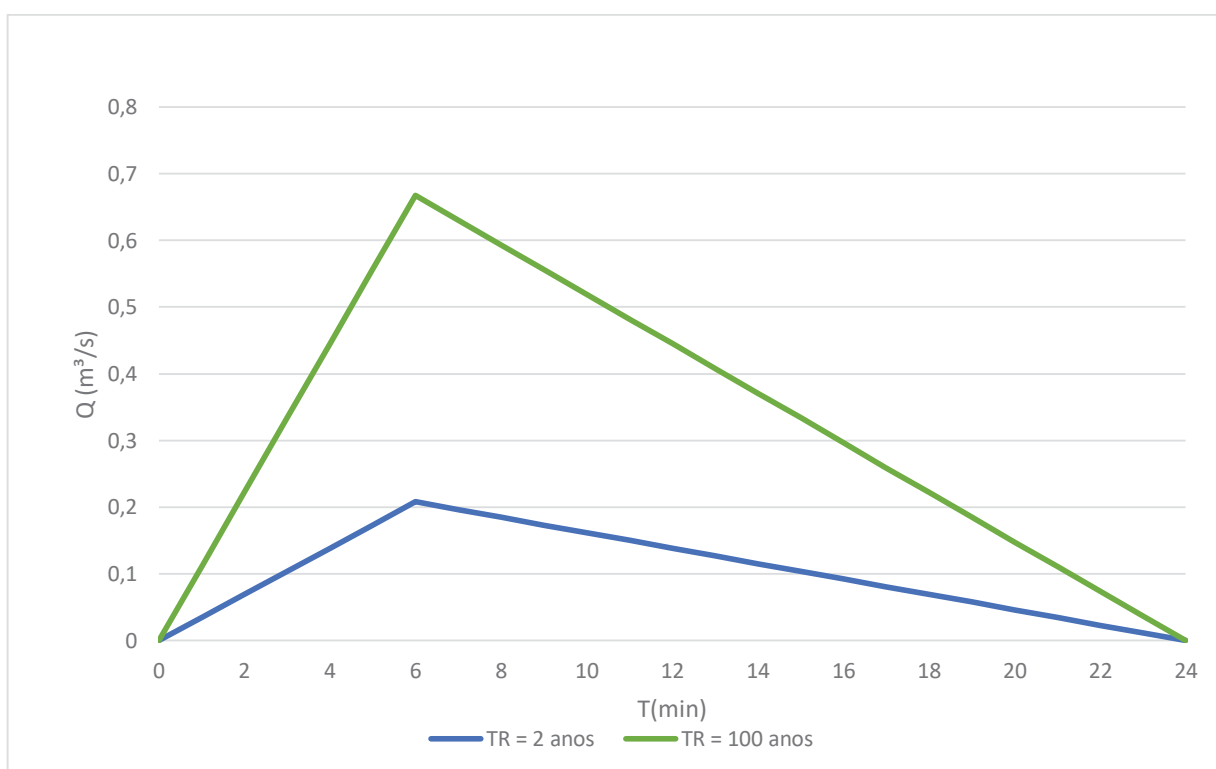
As vazões de pré dimensionamento são também apresentadas na TABELA 9 (área hipotética I) e na TABELA 10 (área hipotética II), item 3.3.2.

Há diversos métodos para a determinação dos hidrogramas de entrada de uma rede de drenagem como os métodos de *Clark*, Hidrograma Unitário, Racional, *Soil Conservation Service*, *Snyder*, entre outros. Para a distribuição temporal do escoamento superficial afluente diretamente a cada nó das redes de drenagem hipotéticas, adotou-se o método do Hidrograma Triangular Sintético do SCS (Canholi, 2014), com uma modificação que gera maior volume. Originalmente o método do Hidrograma Triangular Sintético do SCS adota tempos de recessão iguais à 1,67 do

tempo de pico. Entretanto, arbitrou-se o tempo de pico igual ao tempo de concentração da bacia e o período de recessão, por hipótese, como igual a 3 vezes o tempo de pico. Portanto, para um tempo de concentração de cada sub-bacia igual a 6 minutos, correspondendo ao tempo de ascensão do hidrograma, resultou em um hidrograma com tempo de base de 24 minutos.

Foram definidos dois hidrogramas afluentes distintos em função do tempo de recorrência adotado. O primeiro deles para um tempo de recorrência de 2 anos para o dimensionamento dos condutos. O segundo para um tempo de recorrência de 100 anos foi utilizado para o dimensionamento manual e computacional dos reservatórios de detenção.

FIGURA 12 - HIDROGRAMAS AFLUENTES AOS NÓS DAS REDES DE DRENAGEM HIPOTÉTICAS PARA OS TEMPOS DE RECORRÊNCIA DE 2 E 100 ANOS.



3.2.4 Dimensionamento dos Condutos

Todas as redes de águas pluviais conectam fisicamente pontos de entrada de águas pluviais a um ponto de descarga por uma série de tubos contínuos. Geralmente, esses fluxos são intermitentes, de duração relativamente longa (minutos a horas) (BUTLER; DAVIES, 2011). Depois do cálculo da vazão de projeto para cada trecho de tubulação, deve-se determinar os

diâmetros da rede de drenagem, além da declividade de cada conduto e o material, uma vez que tais características são necessárias para determinar a capacidade de cada trecho (GRIBBIN, 2014).

Alguns critérios básicos devem ser seguidos durante o dimensionamento dos condutos integrantes da rede de drenagem. Quanto à capacidade de cada conduto, estes devem ser projetados de modo a garantir a drenagem das vazões de pico. Além da capacidade hidráulica, o tubo também deve ser projetado para que haja a autolimpeza. Isso é possível quando uma velocidade específica é atingida, normalmente 1,0 m/s (BUTLER; DAVIES, 2011).

Alguns manuais de drenagem como o da Região Metropolitana de Curitiba (2002) e do Distrito Federal (2018) recomendam a utilização da equação de Manning, particularizada para um conduto circular à plena seção para a determinação dos diâmetros da rede drenagem (Equação (8)), orientação seguida neste trabalho.

$$D = \left(\frac{\frac{5}{4^{\frac{3}{8}}} n Q}{\pi S_0^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (8)$$

onde: D = diâmetro (m);

Q = vazão máxima de projeto (m^3/s);

n = coeficiente de Manning;

S_0 = declividade do conduto (m/m).

Na aplicação da equação, deve-se utilizar a vazão máxima de projeto e adotar o diâmetro comercial imediatamente superior ao calculado, para que assim se garanta que haja uma superfície livre na geratriz superior, impedindo que o conduto atue sob pressão. Ainda em relação ao uso da Equação (8), a escolha de n é baseada no material para a definição da rugosidade da superfície. Dutos com diferentes materiais de revestimento apresentam distintos coeficientes de Manning. Como resultado, muito cuidado deve ser tomado para garantir que a rede de drenagem seja projetada com capacidade de fluxo suficiente (ESLAMIAN, 2014c). A velocidade nos condutos foi determinada a partir da Equação (9) para condutos circulares:

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

(9)

onde: v = velocidade (m/s);

Q = vazão de projeto (m³/s);

D = diâmetro do conduto (m).

Foram adotados os diâmetros comerciais disponíveis imediatamente superiores aos diâmetros calculados a partir da Equação (8) e das respectivas vazões de projeto. O coeficiente de Manning adotado para todos os condutos foi de 0,013 (CANHOLI, 2014) e a declividade dos condutos foi de 1%, conforme já mencionado.

TABELA 7 - CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DOS CONDUTOS DA ÁREA HIPOTÉTICA I.

Conduto	Vazão (m³/s)	Manning	Declividade (m/m)	Diâmetro (m)	Velocidade máxima (m/s)
C2-2	0,21	0,013	1/100	0,4	1,7
C2-1	0,21	0,013	1/100	0,4	1,7
C1-2	0,42	0,013	1/100	0,6	1,5
C1-1	0,83	0,013	1/100	0,7	2,2

TABELA 8 - CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DOS CONDUTOS DA ÁREA HIPOTÉTICA II.

Conduto	Vazão (m³/s)	Manning	Declividade (m/m)	Diâmetro (m)	Velocidade máxima (m/s)
C3-1	0,21	0,013	1/100	0,4	1,7
C2-4	0,42	0,013	1/100	0,6	1,5
C2-3	0,21	0,013	1/100	0,4	1,7
C2-2	0,21	0,013	1/100	0,4	1,7
C2-1	0,21	0,013	1/100	0,4	1,7
C1-4	0,21	0,013	1/100	0,4	1,7
C1-3	0,83	0,013	1/100	0,7	2,2
C1-2	1,26	0,013	1/100	0,8	2,5
C1-1	1,87	0,013	1/100	1,0	2,4

Os poços de visita foram dimensionados com 1 m de profundidade. Os reservatórios de retenção também possuem profundidade fixada em 1 m.

3.2.5 Estimativa do Volume de Inundação

A inundação representa uma quantidade maior do que a usual de água transportada por um sistema hidráulico. Uma inundação é um estágio incomum de um sistema de drenagem natural ou antrópico transbordando e inundando as terras marginais. Isso se deve a uma precipitação severa ou à incapacidade do sistema de absorver o volume recebido. A estimativa das vazões de cheia é essencial, tanto para a gestão de recursos hídricos, quanto para a proteção da vida e da propriedade, o que permite a identificação de riscos de inundação e implementação de esquemas de controle de inundações, estruturais e não estruturais (RAGHUNATH 2006 e HINGRAY *et al.*, 2015).

Segundo Raghunath (2006), a estimativa de inundação é essencial para aplicações operacionais:

- gestão de sistemas hidrológicos (por exemplo, cursos de água e seus afluentes e *outlets*, lagos e reservatórios, barragens, zonas húmidas);
- gestão de sistemas associados (por exemplo, abastecimento de água, recarga de água subterrânea);
- gestão de bacias de drenagem onde as inundações se originam (por exemplo, uso de reservatórios de encostas e práticas agrícolas apropriadas para controlar o escoamento);
- gestão de riscos hidrológicos relacionados a inundações para proteger a vida e a propriedade e garantir a segurança das obras hidráulicas (por exemplo, risco de inundação, erosão).

Dependendo dos objetivos, as características usadas para descrever uma inundação podem ser diferentes: vazão de pico, nível máximo de água, volume de inundação ou hidrograma completo. Essas características geralmente devem estar associadas a um período de retorno (Hingray *et al.*, 2015).

Neste trabalho, os volumes de inundação foram obtidos a partir dos resultados das simulações hidrológicas realizada no modelo computacional SWMM.

3.3 RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

A finalidade de um reservatório de controle dos volumes de escoamento superficial é armazenar temporariamente uma parte do volume para que sejam minimizados os eventos de inundação. Os volumes de reservação podem estar situados de maneira distribuída na rede, ou estarem localizados em um ponto central da rede (RAGHUNATH, 2006).

No ambiente urbano, os volumes gerados pelos eventos de precipitação se propagam, principalmente dentro da rede de drenagem. Em eventos de maior magnitude do que os utilizados para projetar a rede, os sistemas podem fluir sob pressão, ficarem saturados ou mesmo falharem, ocasionando inundações. Os reservatórios de detenção permitem o controle desses volumes (HINGRAY, 2015).

A detenção de águas pluviais baseia-se no conceito de armazenar o escoamento temporariamente e depois liberá-lo de maneira controlada para limitar a taxa de escoamento e mitigar os efeitos negativos do aumento do escoamento. Outros propósitos da detenção de águas pluviais incluem controle de qualidade da água e recarga de aquíferos permeáveis (GRIBBIN, 2014).

Quando a vazão de entrada é maior que a vazão de saída, o reservatório é preenchido. No caso oposto, esvazia. Devido ao armazenamento e liberações, o hidrograma de saída não tem a mesma forma que o hidrograma de entrada. Em particular, é atenuado e deslocado no tempo, isto é, a vazão de pico na saída do reservatório é inferior à vazão de pico na entrada do reservatório e ocorre mais tarde (HINGRAY, 2015).

3.3.1 Possíveis Localizações dos Microrreservatórios

Uma das ideias centrais desse estudo é a alocação dos volumes de detenção ao longo da rede de drenagem de forma otimizada. Para ambas as áreas de estudo, determinou-se que todos os poços de visita eram passíveis de se tornarem pontos de alocação de reservatórios de detenção, uma

vez que o modelo de simulação adotado permite essa transformação de poços de visita em reservatórios de detenção. Além de agirem como locais de detenção dos volumes, os microrreservatórios são os pontos de entrada da rede. Não há entrada lateral ao longo dos condutos.

As figuras 12 e 14 mostram os possíveis locais para os microrreservatórios de detenção para as área de drenagem hipotéticas I e II, respectivamente.

FIGURA 13 - POSSÍVEIS LOCAIS DOS MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO - ÁREA HIPOTÉTICA I.

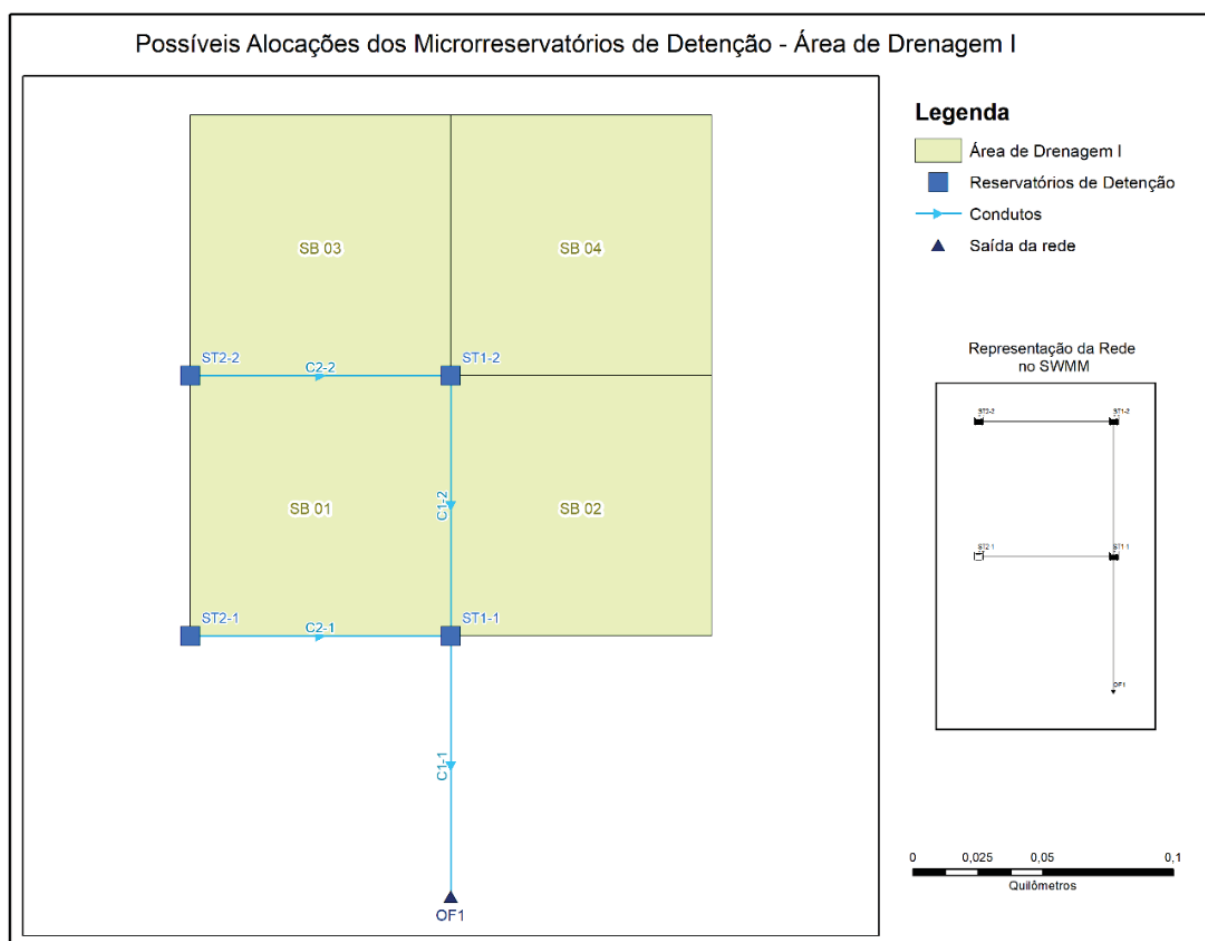
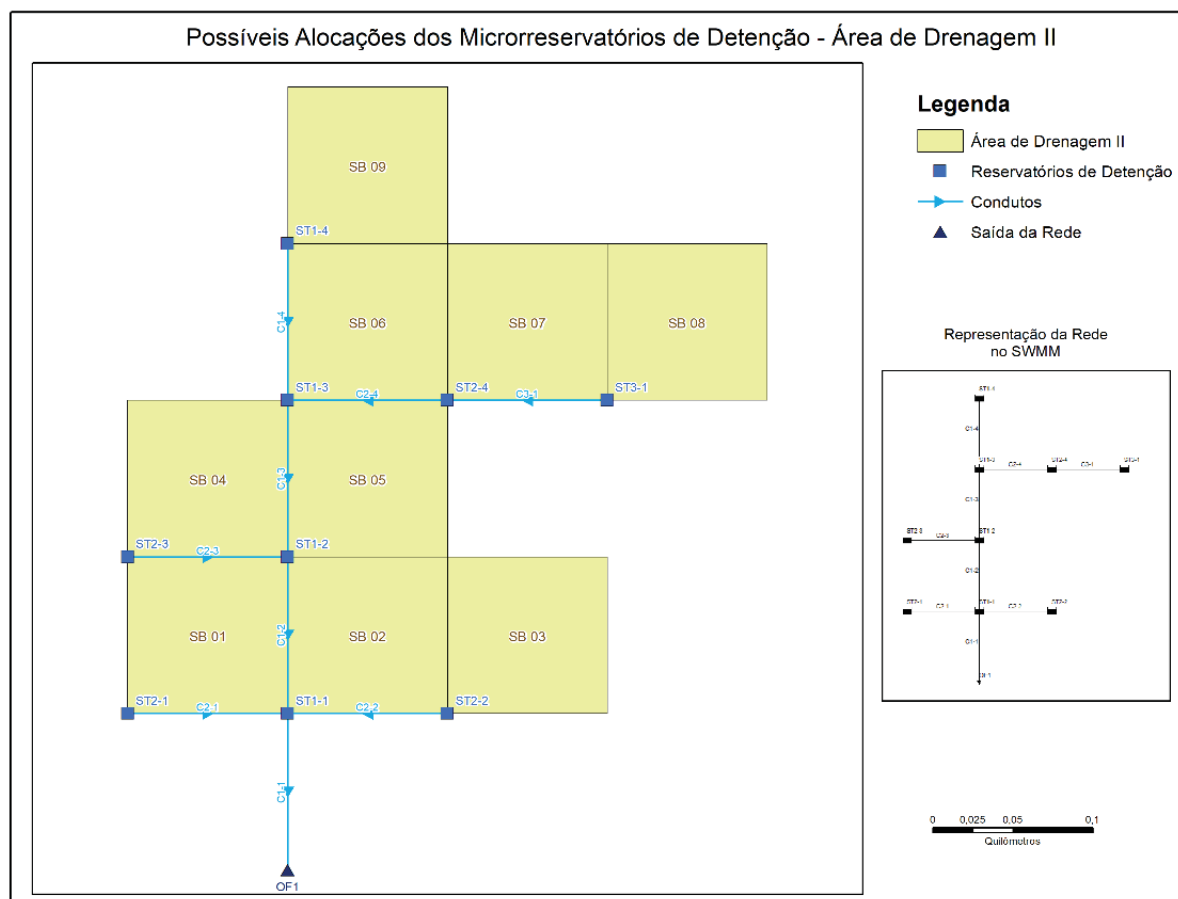


FIGURA 14 - POSSÍVEIS LOCAIS DOS MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO - ÁREA HIPOTÉTICA II.



3.3.2 Dimensionamento Manual dos Microrreservatórios

O principal objetivo da detenção no local é reduzir a taxa de pico do escoamento para em um nível igual ou menor à taxa de pico do pré-desenvolvimento. Esse conceito pode se referir ao volume total escoado ou ao escoamento de uma sub-bacia componente de uma área de drenagem (GRIBBIN, 2014).

Canholi (2014) e Butler e Davies (2011) definem algumas diretrizes, relativamente aos aspectos hidrológicos, para o dimensionamento de dispositivos de controle do escoamento superficial em sistemas de drenagem urbana:

- Deve-se definir qual o volume de deflúvio a ser considerado no dimensionamento das estruturas de controle de enchentes. No caso deste estudo, o critério foi a capacidade de armazenar a chuva de projeto de 100 anos;
- Os picos de vazão das áreas urbanizadas não podem exceder os valores naturais ou a capacidade do sistema de drenagem/ do curso d'água;
- Os reservatórios de retenção devem ser capazes de armazenar o deflúvio correspondente a determinada altura de precipitação.

Uma das equações apresentadas em Canholi (2014) para o dimensionamento de reservatórios é obtida a partir do método racional:

$$V_s = (Q_{pós} - Q_{pré}) t_{c,pré} \quad (10)$$

onde: V_s = Volume a ser reservado (m^3);

$Q_{pós}$ = Vazão de pós-desenvolvimento (m^3/s);

$Q_{pré}$ = Vazão de pré-desenvolvimento (m^3/s);

$t_{c,pré}$ = Tempo de pico de pré-desenvolvimento (s).

Foram consideradas as vazões de pré-desenvolvimento e pós-desenvolvimento referentes a cada nó para o dimensionamento manual dos microrreservatórios.

Foram avaliadas duas formas de dimensionamento manual dos reservatórios. A primeira considerou todo o volume gerado pelas áreas de drenagem situadas à montante da entrada do reservatório. A segunda forma considerou apenas o volume gerado pela área incremental, afluente ao reservatório. Nesta segunda forma, como todas as sub-bacias têm as mesmas características físicas, os reservatórios resultaram idênticos. A TABELA 9 e a TABELA 10 apresentam as vazões de pré e pós urbanização, além dos volumes de reservatório para áreas incrementais ou volume total de entrada no nó, para as áreas hipotéticas I e II, respectivamente.

TABELA 9 - VOLUMES DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA I.

Reservatório	Vazão Pré-Urbanização (m³/s)	Vazão Pós-Urbanização (m³/s)	Volume do Reservatório para Área Total a Montante (m³)	Volume do Reservatório para Área Incremental (m³)
ST2-2	0,17	0,67	480	480
ST2-1	0,17	0,67	480	480
ST1-2	0,34	1,34	960	480
ST1-1	0,67	2,67	1920	480

TABELA 10 - VOLUMES DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA II.

Reservatório	Vazão Pré-Urbanização (m³/s)	Vazão Pós-Urbanização (m³/s)	Volume do Reservatório para Área Total a Montante (m³)	Volume do Reservatório para Área Incremental (m³)
ST3-1	0,17	0,67	480	480
ST2-4	0,33	1,33	961	480
ST2-3	0,17	0,67	480	480
ST2-2	0,17	0,67	480	480
ST2-1	0,17	0,67	480	480
ST1-4	0,17	0,67	480	480
ST1-3	0,67	2,67	1922	480
ST1-2	1,00	4,00	2883	480
ST1-1	1,50	6,01	4322	480

O dimensionamento manual dos reservatórios teve por objetivo estabelecer os limites máximos superiores dos reservatórios de detenção, utilizando o volume do reservatório estimado para área total a montante.

3.3.3 Estruturas de Saída dos Reservatórios

As vazões efluentes dos reservatórios de detenção *on-line* dependem do tipo e do dimensionamento das estruturas de controle de saída. A água represada em uma estrutura de detenção é liberada lentamente através da estrutura de saída, que geralmente consiste de um orifício, soleiras vertentes ou tomadas perfuradas. Geralmente, outra saída mais alta é fornecida como um alívio de emergência a ser usado somente se a estrutura de saída não puder lidar com

todo o volume escoado (CANHOLI, 2014 e GRIBBIN, 2014 e RAGHUNATH, 2006). No presente trabalho, estruturas de alívio (vertedouros) não foram aplicadas, para que fosse possível contabilizar a sobrecarga sobre as estruturas de retenção por meio dos volumes de inundação.

A estrutura de saída dos reservatórios adotada foram orifícios (ou reduções do diâmetro da área da seção transversal em relação à tubulação à jusante). Segundo Canholi (2014), pode-se utilizar a equação do orifício para se determinar o diâmetro do orifício, a partir da vazão máxima permitida de saída do reservatório (vazão de pré-urbanização) e considerando que tal vazão máxima é atingida, quando a altura da lâmina d'água também é máxima. A Equação (11) apresenta a curva de descarga de um orifício (Canholi, 2014), utilizado como estrutura de saída dos reservatórios de retenção:

$$Q = C_o a_o \sqrt{2gh} \quad (11)$$

onde: Q = Vazão de saída da estrutura de retenção (m^3/s);

C_o = coeficiente de descarga do orifício (adimensional), adotado como 0,6;

a_o = área da seção transversal do orifício (m^2);

h = altura da lâmina de água acima do eixo central do orifício (m).

A TABELA 11 e a TABELA 12 apresentam os diâmetros dos orifícios de saída de cada um dos reservatórios existentes nas redes de drenagem I e II, respectivamente.

TABELA 11 - VAZÕES MÁXIMAS DE SAÍDA E DIÂMETRO DOS ORIFÍCIOS DE SAÍDA DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA I.

Reservatório	Vazão Máxima de Saída (m^3/s)	Diâmetro do Orifício (m)
ST2-2	0,17	0,3
ST2-1	0,17	0,3
ST1-2	0,34	0,4
ST1-1	0,67	0,6

TABELA 12 - VAZÕES MÁXIMAS DE SAÍDA E DIÂMETRO DOS ORIFÍCIOS DE SAÍDA DOS RESERVATÓRIOS - ÁREA HIPOTÉTICA II.

Reservatório	Vazão Máxima de Saída (m^3/s)	Diâmetro do Orifício (m)
--------------	--	-----------------------------

ST3-1	0,17	0,3
ST2-4	0,33	0,4
ST2-3	0,17	0,3
ST2-2	0,17	0,3
ST2-1	0,17	0,3
ST1-4	0,17	0,3
ST1-3	0,67	0,6
ST1-2	1,00	0,7
ST1-1	1,50	0,9

4 MÉTODOS

O desenvolvimento da pesquisa foi composto de duas fases, descritas a seguir. A Fase 1 consistiu em uma análise de sensibilidade do algoritmo de recozimento simulado com o objetivo de estabelecer e comparar diferentes números de iterações, ciclos e tentativas, utilizando-se uma área de estudo mais simples, área hipotética I, descrita no capítulo anterior. O algoritmo de recozimento simulado foi inserido por meio de programação na interface Python, que interage com o modelo SWMM. Além disso, comparou-se os resultados obtidos pela simulação aos obtidos por meio do dimensionamento manual dos microrreservatórios de retenção.

A Fase 1, que avaliou possíveis combinações entre ciclos e tentativas do algoritmo de recozimento simulado, bem como, o número total de iterações necessárias para se atingir valores próximos ao “ótimo”, utilizando-se a área hipotética I, compreendeu as seguintes etapas:

- i. Determinação dos possíveis locais para os microrreservatórios de retenção;
- ii. Implementação da área hipotética I no SWMM;
- iii. Implantação do algoritmo de recozimento simulado na linguagem de programação Python;
- iv. Definição de diferentes números de iterações;
- v. Definição de diferentes combinações de número de ciclos e número de tentativas para cada número de iterações definido no passo *iv*;
- vi. Simulação para os diferentes números de iterações, ciclos e tentativas;
- vii. Determinação da combinação entre os números de iterações, ciclos e tentativas a ser utilizada na Fase 2, por meio da comparação entre os diferentes valores da função objetivo obtidos na Fase 1.

Os resultados obtidos na Fase 1 foram, portanto, utilizados para a configuração do algoritmo na Fase 2 do trabalho.

A Fase 2 consistiu na otimização computacional da alocação de volumes de retenção em uma rede de drenagem mais complexa, área hipotética II, descrita no capítulo anterior, utilizando-

se novamente a técnica de otimização do Recozimento Simulado (*Simulated Annealing - SA*) para estabelecer uma configuração ótima de distribuição dos volumes de retenção, juntamente com o SWMM que realizou as simulações hidráulicas/hidrológicas. A Fase 2 compreendeu as seguintes etapas:

- i. Determinação dos possíveis locais para os microrreservatórios de retenção;
- ii. Implementação da área hipotética II no SWMM;
- iii. Implantação do algoritmo de recozimento simulado na interface Python, utilizando as configurações obtidas na Fase I;
- iv. Definição da solução inicial a ser utilizada;
- v. Início das iterações a serem realizadas pelo algoritmo de Recozimento Simulado auxiliado pelo SWMM;
- vi. Obtenção das alocações e volumes ótimos dos microrreservatórios de retenção.

4.1 OTIMIZAÇÃO COMPUTACIONAL DA ALOCAÇÃO DOS MICRORRESERVATÓRIOS DE RETENÇÃO NAS REDES DE DRENAGEM HIPOTÉTICAS

Para ambas as redes hipotéticas das áreas de estudo I e II, estabeleceu-se que todos os poços de visita eram passíveis de se tornarem pontos de alocação de microrreservatórios de retenção. Os possíveis locais para os reservatórios na rede de drenagem da área de estudo I são apresentados na FIGURA 13, enquanto a FIGURA 14 mostra os possíveis locais para os reservatórios na área de estudo II. As referidas figuras foram apresentadas no Capítulo 3.

A otimização computacional dos volumes dos microrreservatórios de retenção baseou-se no método usado por Cunha *et al.* (2016). Entre as diferenças dos métodos aplicados por Cunha *et al.* (2016) e no presente trabalho está a linguagem computacional utilizada. A linguagem usada por Cunha *et al.* (2016) foi o VBA, enquanto o Python foi a linguagem utilizada neste trabalho.

A função objetivo para a alocação ótima dos reservatórios de retenção é representada pela Equação (12):

$$\text{Min} [\sum_{j \in NU} V_j + \theta_1 (\sum_{j \in NU} V_{inu,j}) + \theta_2 (V_{ts,t} - V_{co})] \quad (12)$$

onde: V_j = Volume do microrreservatório de retenção no nó j (m^3);

$V_{inu,i}$ = Volume de inundação que ocorre no nó j (m^3);

$V_{ts,t}$ = Volume total transferido para a área imediatamente a jusante da área hipotética (m^3);

V_{co} = Volume de saída determinado a partir do cenário ótimo de mesmo θ_1 para o modelo 1, (m^3), conforme explicado a seguir;

NU = Conjunto das possíveis alocações de microrreservatórios;

θ_1 = Peso atribuído a ocorrência de inundações na área de estudo;

θ_2 = Peso atribuído a ocorrência de inundações na área imediatamente à jusante da área de estudo.

A partir da Equação (12), verifica-se que a função objetivo é composta pela soma de 3 termos. O primeiro termo da função objetivo compõe-se da soma dos volumes de todos os reservatórios de retenção instalados na rede de drenagem. O segundo termo corresponde ao somatório dos volumes de inundações ocorridos em cada um dos nós da rede em estudo. A soma destes dois primeiros termos representa aproximadamente a função objetivo utilizada no trabalho de Cunha *et al.* (2016). O terceiro e último termo representa o volume de inundação possível de ser produzido na área à jusante da saída da rede de drenagem hipotética e representa mais uma diferença entre o presente trabalho e o desenvolvido por Cunha *et al.* (2016).

O estabelecimento dos pesos θ_1 e θ_2 é de fundamental importância para o desenvolvimento deste estudo. O peso θ_1 representa a importância relativa entre permitir inundações na área de drenagem à montante da saída da rede de drenagem e construir reservatórios de maior volume. Valores pequenos de θ_1 em relação à unidade devem tender a permitir maiores volumes de inundação à montante, enquanto valores grandes de θ_1 em relação à unidade devem tender a privilegiar a construção de reservatórios de maior volume.

De modo análogo, o peso θ_2 representa a importância relativa entre permitir inundações na área de drenagem à montante da saída da rede e permitir inundações na área de drenagem à jusante

da saída da rede de drenagem. Valores pequenos de θ_2 em relação à θ_1 devem tender a permitir maiores volumes de inundação na área à jusante da rede de drenagem, enquanto valores grandes de θ_2 em relação à θ_1 devem tender a permitir maiores volumes de inundação à montante da rede de drenagem.

A definição conceitual da função-objetivo (Equação (12)) e dos pesos θ_1 e θ_2 levou à definição de dois modelos, modelos 1 e 2, descritos mais detalhadamente no item seguinte.

No modelo 1, a função-objetivo leva em consideração somente os dois primeiros termos da Equação (12), o que equivale a adotar $\theta_2 = 0$, e possui como restrição para as vazões máximas na saída da rede drenagem a vazão máxima de pré-desenvolvimento. O modelo 1 permite definir o valor V_{co} , presente no terceiro termo da Equação (12). Além disso, permite a análise de sensibilidade dos volumes de inundação e dos volumes dos reservatórios em função da variação de θ_1 .

No modelo 2, a função-objetivo leva em consideração os três termos da Equação (12) e não apresenta restrição para as vazões máximas na saída da rede drenagem. Além disso, permite a análise de sensibilidade dos volumes de inundação à montante e à jusante da saída da rede de drenagem em função da variação de θ_2 .

Desta forma, os pesos θ_1 e θ_2 permitem abrandar ou punir o volume total de inundações, para θ_1 , ou o volume transferido para a bacia a jusante, para θ_2 . Isso influencia diretamente na definição do volume dos reservatórios.

É importante destacar que o uso do terceiro termo na Equação (12) vai contra o senso comum atualmente utilizado de que a urbanização de uma determinada área não deve aumentar as cheias à jusante. No entanto, permite a flexibilidade ao tomador de decisão em estabelecer se há maior prejuízo em permitir inundações nas áreas à montante ou à jusante em relação à saída da rede de drenagem implementada ao longo do processo de urbanização de uma determinada área.

Outro aspecto que merece ser destacado é o de que os pesos θ_1 e θ_2 devem representar, de certa forma, a relação entre os custos associados à construção e manutenção dos reservatórios e ao custo dos danos provocados por inundações nas áreas à montante e à jusante da saída da rede de drenagem. Contudo, este aspecto econômico não é explorado no presente trabalho, ou melhor, é

explorado de forma implícita por meio dos diferentes valores de θ_1 e θ_2 utilizados nas simulações realizadas.

A função-objetivo, representada pela Equação (12), está ainda sujeita às seguintes restrições:

$$V_j = f(Q_{ent,j}, Q_{sai,j}), i \in N_U \quad (13)$$

$$\sum_{j \in N} V_{inu,j}(\phi_i, Q_{sai,j}) \leq V_{inu,max}, j \in N_U \quad (14)$$

$$V_{inu,j} \geq 0, i \in N \quad (15)$$

$$\sum_{j \in N_U} y_j \leq NRD \quad (16)$$

$$V_{min,j} \cdot y_j \leq V_j \leq V_{max,j} y_j, j \in N_U \quad (17)$$

$$0 \leq Q_{sai,sist} \leq Q_{sai,max} \quad (18)$$

$$y_j \in \{0,1\}, j \in N_U \quad (19)$$

Onde: V_j = volume do microrreservatório de detenção no nó j ;

$V_{inu,i}$ = volume de inundação que ocorre no nó j ;

N_U = conjunto das possíveis alocações de microrreservatórios;

$Q_{ent,j}$ e $Q_{sai,j}$ = respectivamente as vazões de entrada e saída de um reservatório de detenção no nó j ;

ϕ_i = diâmetro de saída do nó j ;

y_j = variável binária a qual se associa a decisão de se construir ou não um microrreservatório no nó j ;

NRD = Número máximo de reservatórios de detenção passíveis de implementação na rede de drenagem;

$V_{max,j}$ e $V_{min,j}$ = respectivamente os volumes máximo e mínimo do reservatório de retenção, no nó j ;

$Q_{sai,sist.}$ = Vazão na saída da rede de drenagem;

$Q_{sai,max.}$ = Vazão máxima permitida na saída da rede de drenagem.

Portanto, para o problema de otimização, foram definidas 7 restrições:

- A primeira restrição determina que o volume passível de armazenamento no nó j é função das vazões de entrada e saída do mesmo nó, o que garante a conservação da massa (Equação (13));
- A restrição número 2 limita os volumes de inundações a um volume de inundação máximo. Os volumes de inundação passíveis de ocorrência em um nó j são função do diâmetro do conduto j e da vazão de saída do nó j (Equação (14));
- A terceira restrição define que o volume de inundação em um nó j deve ser maior ou igual a 0 (Equação (15));
- A quarta restrição estabelece o número máximo de microrreservatórios de retenção a serem implementadas na bacia de drenagem estudada (Equação (16));
- A quinta restrição representa uma restrição dupla, porque estipula que o volume de um reservatório localizado no nó j deve ser maior que um volume mínimo pré-determinado e deve ter uma capacidade de armazenamento menor que um volume máximo também pré-determinado (Equação (17));
- A sexta restrição limita a vazão de saída da rede de drenagem (Equação (18)). Quando θ_2 é diferente de 0, a vazão de saída da rede deixa de ser uma restrição e passa a ser parte integrante da função objetivo;
- A última restrição define se um nó é, ou não, um microrreservatório (Equação (19)).

Deve-se ressaltar a importância da vazão de saída da rede de drenagem. Enquanto restrição (Equação (18)), ela garante que todos os volumes produzidos na bacia à montante da saída sejam gerenciados na própria bacia. Quando passa a ser parte da função objetivo, há a possibilidade de transferência de volumes para a bacia de jusante e uma ponderação, por meio de θ_2 , sobre em qual

bacia os volumes trariam menores impactos negativos. É imprescindível destacar que essa ponderação deve ser feita embasada sobre os princípios técnicos aplicáveis.

4.1.1 Modelos e Cenários implementados

Foram idealizados 3 modelos distintos, considerando-se a função-objetivo e as restrições impostas, para o cumprimento dos objetivos deste estudo. Os referidos modelos, bem como os cenários implementados são apresentados a seguir.

4.1.1.1 Modelo Simplificado

O modelo simplificado foi utilizado apenas na Fase 1 do estudo, na qual adotou-se a área hipotética I para a avaliação do algoritmo de recozimento simulado e para a análise de sensibilidade dos resultados das simulações aos valores de números de iterações, ciclo e tentativas, visando o prosseguimento do estudo (Fase 2). Neste modelo simplificado, o terceiro termo da função-objetivo não foi implementado, além da aplicação parcial da restrição representada pela Equação (17), sem considerar limites superiores para os reservatórios de detenção.

Os cenários analisados representaram variações do número de iterações que foram utilizadas para o estabelecimento da relação entre o número de ciclos e tentativas por ciclo. Os números de iterações testados foram 10, 50, 100, 500, 1.000, 5.000, 10.000, 25.000 e 50.000. As relações entre ciclos e tentativas foram representadas por produtos entre ciclos e tentativas que resultassem em um mesmo número de iterações, onde as tentativas sempre foram adotadas como maiores que o número de ciclos. Por exemplo, um número de 10 iterações pode ser resultante de 1 ciclo com 10 tentativas ou de 2 ciclos com 5 tentativas. Deste modo, procurou-se identificar se o mais importante na definição do número de iterações era o número de ciclos ou o número de tentativas por ciclo.

Para todos os cenários analisados, o valor de θ_1 foi adotado como igual a 5.

4.1.1.2 Modelo 1

O modelo 1 foi utilizado somente na Fase 2 do estudo para a análise de sensibilidade dos volumes dos reservatórios e dos volumes de inundação em razão de diferentes valores de θ_1 , e para a determinação do volume de saída ótimo quando $\theta_2 = 0$, ou seja, para a determinação de V_{co} , presente na Equação (12). No modelo 1, a função-objetivo ficou restrita aos dois primeiros termos da Equação (12) e utilizou-se a área hipotética II.

Restringiu-se o número de reservatórios e a sua localização aos nós, conforme já mencionado anteriormente e representado na FIGURA 14, item 3.3.1. O limite superior para o volume dos reservatórios foi determinado pelo volume máximo que era passível de passar pelo nó durante toda a simulação. Como restrição para a vazão máxima na saída da rede, adotou-se a vazão de pré-desenvolvimento que, por hipótese, assumiu-se como sendo $\frac{1}{4}$ da vazão de pós-desenvolvimento para o tempo de recorrência de 100 anos, estabelecida no Capítulo 3. O volume de inundação máximo é igual ao volume que entra no sistema.

Utilizou-se, como número de iterações, ciclos e tentativas, os valores resultantes da Fase 1 do estudo, na qual foi usado o modelo simplificado. Os valores utilizados para o peso θ_1 foram 1, 2, 5, 10, 50, 100 e 1000.

4.1.1.3 Modelo 2

O modelo 2 se utiliza de todos os termos da função-objetivo, Equação (12). As restrições, utilizadas são as mesmas do modelo 1, com exceção da restrição imposta pela Equação (18), que restringe a vazão máxima na saída da rede. A referida vazão máxima é, de certo modo, incorporada ao terceiro termo da função-objetivo. O volume de saída da rede passa a ser considerado como um fator de otimização da alocação de volumes de reservação, uma vez que passa a se admitir vazões superiores à vazão de pré-desenvolvimento na saída da rede, o que, por hipótese, assumiu-se como uma condição de inundação à jusante da saída da rede de drenagem. Na prática, essa mudança se traduz em uma mudança de paradigma, na qual seria possível transferir volumes para jusante que possam causar efeitos negativos sobre a área da bacia localizada à jusante da saída da rede de drenagem.

A área hipotética utilizada foi a área de estudo II e o modelo 2 foi usado para avaliar a capacidade do algoritmo de equilibrar os volumes de retenção e volumes de inundação nas bacias à montante e à jusante da saída da rede de drenagem. Os resultados dos modelos anteriores, modelo simplificado e modelo 1, serviram de dados de entrada para este modelo. Os resultados obtidos para $\theta_1 = 2$ e $\theta_1 = 50$ no modelo 1 foram base para os cenários elaborados neste modelo. Para o estabelecimento dos cenários, considerou-se razões entre θ_2 e θ_1 iguais a 0,5; 1 e 2. Logo para $\theta_1 = 2$, θ_2 assumiu-se valores de θ_2 iguais a 1, 2 e 4; e para $\theta_1 = 50$, θ_2 assumiu valores de 25, 50 e 100.

No total, foram definidos 22 cenários diferentes, sendo 9 para o modelo simplificado, 7 para o modelo 1 e 6 para o modelo 2.

4.2 TÉCNICA DE OTIMIZAÇÃO UTILIZADA – RECOZIMENTO SIMULADO

Para a resolução do problema de otimização, optou-se pelo algoritmo de recozimento simulado (*Simulated Annealing* – SA). O algoritmo de recozimento simulado é uma técnica metaheurística de busca aleatória para a determinação de uma solução ótima global aproximada para qualquer função. O algoritmo é fundamentado no processo físico do recozimento de metais e foi utilizado por Kirkpatrick *et al.* (1983) para a solução de problemas de otimização baseado no modelo de Metropolis, caso particular do método de Monte Carlo, que busca encontrar o estado de equilíbrio de um sistema físico a partir de uma temperatura para a simulação do recozimento de metais.

Segundo Araujo (2001), o recozimento pode ser visto como um processo estocástico da organização dos átomos de um sólido metálico, que apresente energia mínima. Uma vez que um metal é aquecido acima de seu ponto de fusão, esse é resfriado lentamente até um estado cristalino com mínima energia, o estado fundamental das partículas. A analogia entre o sistema físico e um problema de otimização combinatorial podem ser descritos como (ARAÚJO, 2001):

- Soluções de um problema de otimização se equivalem a estados do sistema físico;
- O custo de uma solução corresponde à energia de um estado;
- A seleção de uma solução na vizinhança do problema de otimização equivale a perturbação do estado físico;
- O ótimo global é comparável ao estado fundamental das partículas;
- Encontrar um ótimo local de um problema combinatorial é equivalente ao resfriamento rápido do sistema físico.

A principal vantagem do SA, em relação a métodos determinísticos de busca, é a sua capacidade de evitar soluções ótimas locais. O conceito introduzido por Metropolis era utilizado para solucionar problemas de mecânica estatística usando o método de Monte Carlo. Pelo algoritmo do método, uma sequência de soluções é gerada.

A partir de uma solução inicial A_i , têm-se um valor da função objetivo E_i . Uma perturbação é aplicada, gerando uma segunda solução A_j e um valor de função objetivo E_j . Se $E_j < E_i$, então A_j será a solução atual. Senão, A_j pode ser aceita como solução atual de acordo com a probabilidade p , proporcional ao fator de Boltzman (ARAUJO, 2001):

$$p = e^{\frac{E_i - E_j}{kT}} \quad (20)$$

onde: p = probabilidade;

E_i = valor da função objetivo em A_i (J);

E_j = valor da função objetivo em A_j (J);

k = constante de Boltzmann ($1,38 \times 10^{-23}$) (J/K);

T = temperatura do processo (K).

A probabilidade p calculada é comparada com um número r , aleatório e contínuo, uniformemente distribuído entre 0 e 1. A nova solução será aceita como solução atual se $p > r$, senão essa solução é descartada e nova solução é gerada.

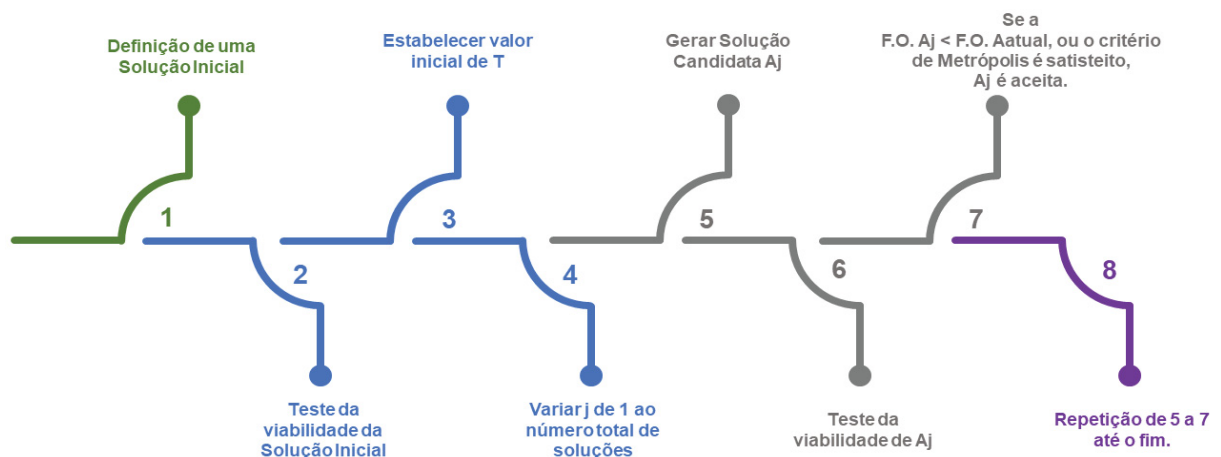
Esse processo ocorre de modo iterativo. A temperatura T é o parâmetro de controle, apresentando inicialmente um valor alto, para garantir a varredura por toda a vizinhança de soluções, e é lenta e gradativamente reduzida. No fim do processo, T atinge um valor onde apenas as melhores soluções globais são aceitas. A parada do algoritmo ocorre quando um valor de T é atingido, ou quando o número máximo de iterações é atingido, ou ainda quando a função-objetivo é igual ao valor desejado (ARAUJO, 2001).

O algoritmo do recozimento simulado pode ser representado pelos seguintes passos, apresentados na FIGURA 15:

- i. Escolher uma solução inicial;
- ii. Testar a viabilidade da solução inicial, por meio das restrições;

- iii. Estabelecer um valor inicial para a temperatura T e o esquema de aquecimento. Estabelecer a taxa de decrescimento de T (a partir do valor inicial e do número de ciclos, é possível se estabelecer tal taxa);
- iv. Com j variando de 1 até o número máximo de iterações, repetir os passos v a vii;
- v. Gerar uma perturbação na configuração inicial para obter uma solução candidata A_j ;
- vi. Testar a viabilidade da solução candidata A_j , por meio das restrições;
- vii. Se $E_j < E_{atual}$, a solução candidata é aceita e torna-se a solução atual. Senão, testa-se o critério de Metropolis, se $p > r$, a solução é aceita, tornando-se a solução atual;

FIGURA 15 – PASSO A PASSO DO ALGORITMO DO RECOZIMENTO SIMULADO.

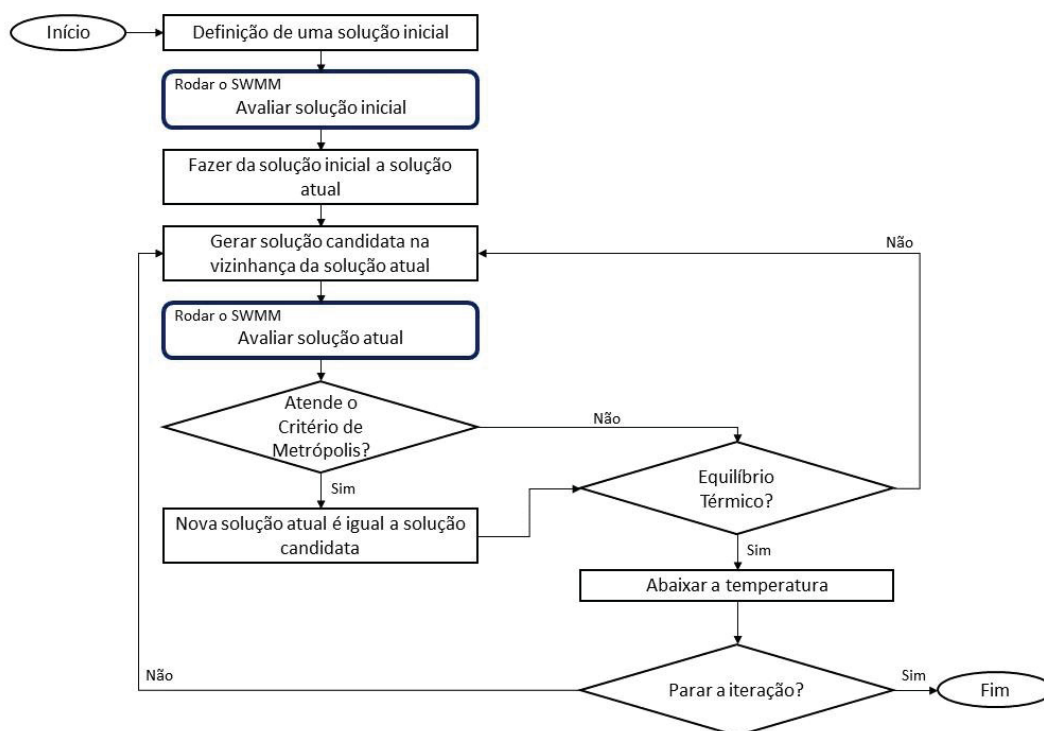


Em um caso real, a seleção das alocações viáveis para a instalação de unidades de armazenamento deve ser feita avaliando-se critérios como características fisiográficas, propriedades das áreas candidatas, área disponível e risco de inundação das áreas candidatas. Para isso, um estudo preliminar da área de estudo deve ser desenvolvido com o objetivo de coletar dados que permitam a seleção dos locais e dos tamanhos passíveis de implantação dos microrreservatórios de detenção (CUNHA *et al.*, 2016). Na avaliação das áreas disponíveis para cada reservatório de detenção, deve-se considerar a restrição que determina os volumes mínimos e máximos para os reservatórios de detenção, bem como, deve-se conhecer as suas profundidades máximas. O

fluxograma exposto na FIGURA 16. apresenta o processo de definição da alocação e dos volumes ótimos pelo método do recozimento simulado.

Uma vez que os locais e áreas disponíveis para alocação são conhecidos, tem-se um conjunto de soluções, a partir do qual se determina uma solução inicial. Essa solução inicial pode ser estabelecida aleatoriamente ou escolhida, desde que atenda às restrições da função objetivo. A qualidade da primeira solução tem menor importância, uma vez que o recozimento simulado não será limitado por ela. Definida a solução inicial, esta é simulada no modelo hidrológico, o SWMM e tem seus resultados avaliados pela função objetivo.

FIGURA 16 - ETAPAS PARA A OTIMIZAÇÃO PELO MÉTODO DO RECOZIMENTO SIMULADO



FONTE: Adaptada de Cunha *et al.* (2016)

A partir dos resultados obtidos com a solução inicial, há uma pequena “perturbação” randômica do conjunto de soluções. Essa pequena “perturbação” randômica pode ter três resultados possíveis e mutuamente excludentes em um dado nó j : a criação de um reservatório, a exclusão de um reservatório ou a modificação das características de um reservatório existente no nó j . Essa

“perturbação” gera uma nova solução candidata originária do conjunto de soluções a cada iteração do recozimento simulado. A aceitação da nova solução candidata está condicionada à comparação entre os valores da função objetivo da solução atual e da nova solução ou da comparação entre a probabilidade, obtida pelo fator de Boltzmann, equação 20, e um número aleatório, como explicado anteriormente.

Inicialmente, quando a temperatura é alta, é provável que soluções piores sejam aceitas. Embora isso possa ser visto como uma desvantagem, significa que todo o espaço do conjunto de soluções é pesquisado em um estágio inicial. Aceitar soluções candidatas piores do que a solução atual pode ajudar o algoritmo a evitar extremos locais. À medida que a temperatura decai, a aceitação de tais soluções piores se tornará cada vez menos recorrente. Quando a temperatura decai de forma substancial e suficiente para que nenhuma solução pior que a atual seja aceita, o algoritmo passa a se aproximar da solução ótima até o ponto em que o recozimento simulado não encontra nenhuma solução melhor que a atual, e a identifica como a solução ótima (CUNHA *et al.*, 2016).

No presente trabalho, o processo de otimização pelo recozimento simulado ocorreu em uma interface Python, a qual recorreu aos arquivos de entrada (.inp) e saída (.rpt) do SWMM, quando se fazem necessárias simulações hidráulicas necessárias para as redes de drenagem hipotéticas. O algoritmo de recozimento simulado utilizado está apresentado nos Apêndices 1 e 2.

Alguns estudos utilizaram o algoritmo do recozimento simulado para otimizar diferentes operações no gerenciamento de recursos hídricos. Zeferino *et al.* (2009) buscaram determinar uma configuração para o sistema de coleta de águas residuais domésticas com minimização dos custos de implantação por meio do recozimento simulado. Burger (2014) utilizou o algoritmo *SA* para a aplicação do método dos mínimos quadrados para uma estimativa da equação das curvas apresentadas no método de Hershfield para estimativa da Precipitação Máxima Provável (PMP). Moreno (2012) usou o recozimento simulado para otimizar a geração em usinas hidrelétricas. Andía (2017) utilizou o recozimento simulado para a definição de uma regra de operação da abertura de válvulas de turbinas em uma usina hidrelétrica durante o período transiente.

Na gestão de águas pluviais urbanas, dois estudos que aplicaram o algoritmo *Simulated Annealing* para a otimização de redes de drenagem foram analisados. Cunha *et al.* (2016) apresentaram um modelo de otimização para sistemas de drenagem existentes. As variáveis de otimização são os volumes dos reservatórios e os volumes de inundação de cada nó. A solução

ótima deveria apresentar o menor custo e evitar os maiores impactos devido a inundações. O estudo de Cunha *et al.* (2016) foi utilizado como referência principal neste estudo. Huang *et al.* (2018) utilizaram o recozimento simulado para a mitigação de inundações em megacidades e a comunidade de *Min-Sheng*, em Tapei, foi a área de estudo. O estudo buscou mitigar as inundações por meio da combinação de múltiplas LIDs, onde a taxa de custo-benefício é a função objetivo.

4.3 SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA E IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

A modelagem hidrológica é uma das principais técnicas utilizadas para enfrentar os desafios de prever variáveis hidrológicas. O objetivo do modelo hidrológico é essencialmente estimar as variáveis hidrológicas necessárias para uma dada aplicação, estudo ou projeto. A modelagem hidrológica também é usada para reconstruir e/ou verificar as séries de dados observados ou como um complemento para experimentos em pesquisas científicas em Hidrologia. A modelagem de águas pluviais é usada para entender a direção do fluxo, as taxas de fluxo, as elevações de água, as cargas de poluentes e as concentrações de contaminantes em qualquer local de interesse durante e após um evento de precipitação específico. Os resultados da modelagem são geralmente usados para um plano principal, projeto de armazenamento e drenagem, ou análise de tratamento de água (ESLAMIAN, 2014a e HINGRAY *et al.*, 2015).

O modelo hidráulico/hidrológico implementado para as simulações realizadas neste trabalho é o SWMM, desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos. O SWMM é um modelo dinâmico de simulação de chuva-vazão que pode ser usado para simulação de eventos de precipitação única ou simulação contínua de várias chuvas em uma bacia específica. O modelo calcula a vazão e os constituintes da qualidade da água com base nos parâmetros hidráulicos definidos pelo usuário e fornece os dados resultantes da simulação. O modelo é amplamente utilizado para a gestão de águas pluviais urbanas, o dimensionamento de componentes do sistema de drenagem e avaliação do manejo de bacias hidrográficas urbanas (ESLAMIAN, 2014c).

O SWMM requer, como de dados de entrada, a precipitação pluviométrica, quando há a implementação computacional das sub-bacias ou hidrogramas de entrada diretamente inseridos nos nós da rede de drenagem; as cotas e profundidades dos poços de visita; as seções, diâmetros, comprimento e o coeficiente de *mannings* dos condutos; além de dados opcionais, como o nível do

lençol freático. Além desses dados, deve-se indicar os parâmetros que definem sob quais condições a simulação ocorrerá.

O modelo de onda dinâmica foi utilizado para a modelagem do fluxo na rede de drenagem, dentro do SWMM, por levar em consideração todos os componentes das equações de *Saint-Venant* e por ser um problema transiente com a possibilidade dos condutos funcionarem sob pressão. Quanto à discretização temporal, adotou-se o intervalo de 10 segundos, com relatório de dados produzidos de minuto a minuto. O tempo total de simulação foi de 12 horas, dado que, após esse período, praticamente não havia mais escoamento na rede de microdrenagem em nenhum dos cenários estudados.

Dados de precipitação não foram inseridos no SWMM, bem como, as bacias de drenagem, uma vez que foram utilizados, como dados de entrada, os hidrogramas de entrada sintéticos afluentes em cada nó da rede de drenagem. Os referidos hidrogramas foram definidos no Capítulo 3 e foram estabelecidos para tempos de recorrência de 2 anos e 100 anos. A discretização temporal dos hidrogramas de entrada foi de 1 minuto, tempo de pico igual a 6 minutos e tempo de base de 24 minutos. Adotou-se ainda, forma triangular para os hidrogramas.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Este capítulo apresenta os resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia proposta no Capítulo 4. Além dos resultados, apresenta-se também uma análise de sensibilidade do algoritmo do recozimento simulado implementado a fim de se obter resultados consistentes para a minimização dos volumes. Por fim, há uma discussão dos resultados obtidos na minimização dos volumes dos microrreservatórios de detenção.

É importante destacar a configuração do computador utilizado para o processamento dos dados. Utilizou-se um computador com processador i7-5500U, 8 *gigabytes* de memória e sistema operacional Windows 10. A versão do Python empregada é a 3.6. E a versão do SWMM é 5.1.013.

Para a análise de sensibilidade, utilizou-se a área de estudo I, pois o tempo de processamento requerido é menor, visto que há menos variáveis. Para a minimização de volume e a avaliação do funcionamento do algoritmo, a área de estudo II foi usada, uma vez que apresenta uma rede de drenagem mais complexa em comparação à rede da área de estudo I e mais próxima das redes de drenagem para um estudo de caso real.

5.1 MODELO SIMPLIFICADO

Esse tópico apresenta uma análise de sensibilidade do algoritmo de recozimento simulado para a obtenção de resultados ótimos para a função-objetivo (Equação (21)). Além da capacidade de minimização de cada simulação realizada, também levou-se em conta o tempo de processamento requerido por simulação devido à quantidade de cenários necessários para realização do estudo.

Para esta análise, considerou-se apenas o primeiro e o segundo termos da função-objetivo, Equação (12), logo adotou-se $\theta_2 = 0$, o que resulta na função-objetivo representada pela Equação (21). Além disso, manteve-se θ_1 constante para permitir uma comparação justa entre as diferentes condições de contorno.

$$\text{Min} \left(\sum_{j \in N_U} V_j + \theta_1 \sum_{i \in N} V_{inu,i} \right) \quad (21)$$

5.1.1 Análise do Número de Iterações

Este item apresenta parte da análise de sensibilidade da interação entre o algoritmo de recozimento simulado e o SWMM para a determinação de volumes ótimos de reservatório e inundação em diferentes situações de contorno para o gerenciamento de águas pluviais urbanas. Avalia-se aqui o número de iterações necessárias para a obtenção de uma solução ótima para a função-objetivo, bem como, a estabilidade dessas soluções obtidas.

5.1.1.1 Valor da Função Objetivo

O número de iterações necessárias para a determinação de uma solução ótima para a função objetivo corresponde à quantidade de perturbações realizadas no sistema na busca aleatória pela solução ideal. Neste item, foram realizadas duas análises para a determinação da quantidade necessária de iterações.

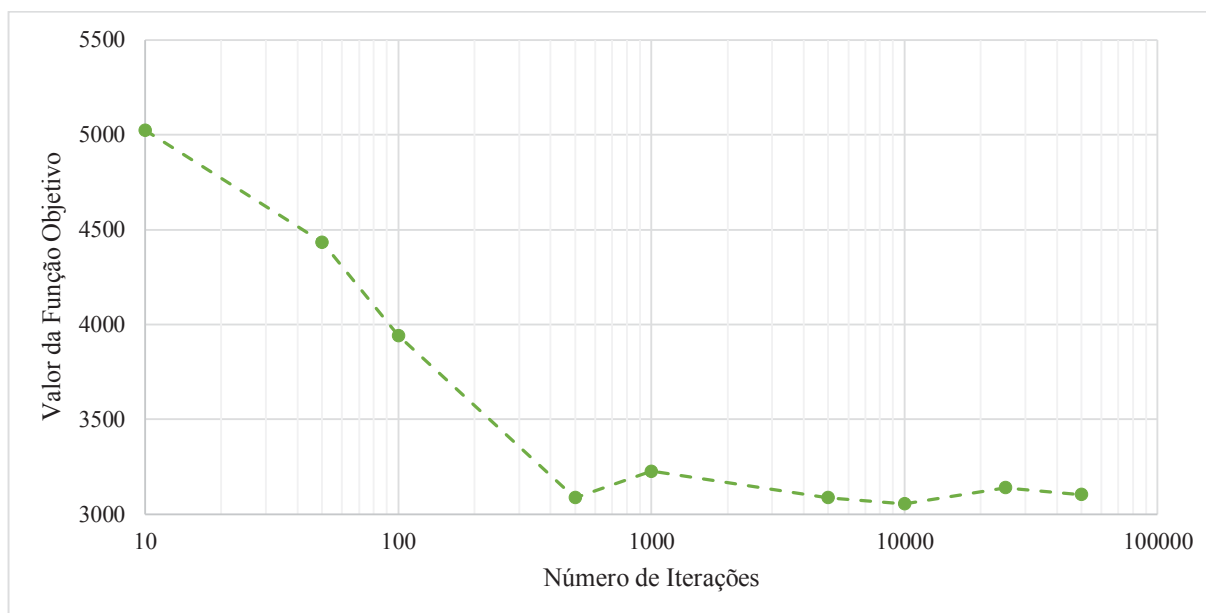
A primeira análise refere-se à variação da função-objetivo em função do número de iterações a partir de parâmetros pré-fixados para a função-objetivo. A segunda análise corresponde à uma avaliação da média e desvio-padrão dos volumes dos microrreservatórios de retenção, posto que o algoritmo realiza uma busca aleatória e pode apresentar diferentes resultados para as mesmas condições iniciais e de contorno. A avaliação da média e desvio-padrão foi realizada para 10 simulações e números de iterações iguais a 50, 500 e 5000. Além destas análises, no processo de decisão, levou-se em conta também o tempo de processamento de cada cenário.

A TABELA 13 e a FIGURA 17 apresentam os resultados obtidos na determinação do número de iterações para os valores ótimos dos volumes de reservatório e de inundação, considerando-se o modelo simplificado e a área de estudo I.

TABELA 13 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES DE RESERVATÓRIO E INUNDAÇÃO E DO VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO COM A VARIAÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES.

Nº de iterações	Volume dos reservatórios (m³)					Volume de Inundação (m³)	Função-Objetivo
	ST1-1	ST1-2	ST2-1	ST2-2	Total	$\theta_1 = 5$	
Valor Inicial	100	100	100	100	400	1180	6300
10	211	264	0	250	725	860	5025
50	294	359	0	267	920	703	4435
100	299	520	332	175	1326	523	3941
500	663	550	106	148	1467	324	3087
1.000	575	576	237	253	1641	317	3226
5.000	664	506	0	111	1281	361	3086
10.000	629	543	134	93	1399	331	3054
25.000	637	566	223	73	1499	328	3139
50.000	656	506	161	0	1323	356	3103

FIGURA 17 - VARIAÇÃO DO VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES.



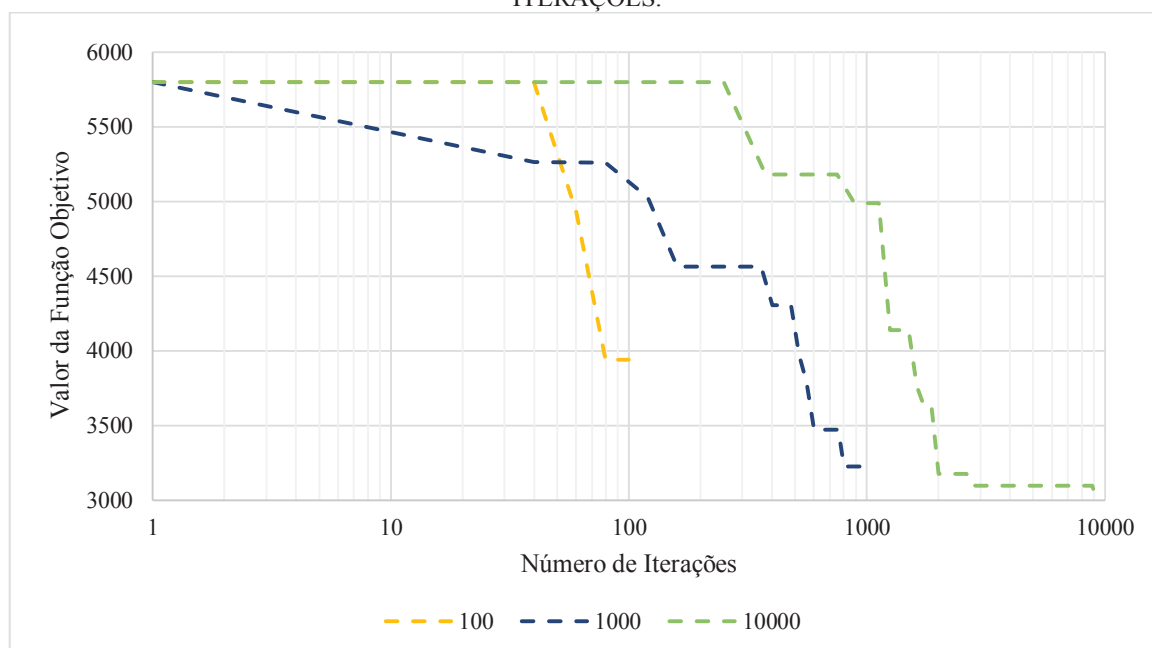
Os resultados obtidos para número de iterações iguais a 500, 5.000 e 10.000 iterações, destacados em verde na TABELA 13 apresentaram valores próximos entre si e se mostraram como

as melhores opções. Os resultados obtidos pelas simulações para 25.000 e 50.000 iterações, onde eram esperados os melhores resultados, apresentaram resultados ligeiramente piores em termos de função-objetivo, isso pode ter ocorrido pelo caráter aleatório da busca.

Em geral, a partir dos resultados apresentados na TABELA 13 e na FIGURA 17, para o caso em estudo, verifica-se que foram necessárias, no mínimo, 500 iterações para se atingir resultados próximos para a função-objetivo. Em outras palavras, verifica-se que, para um número relativamente baixo de iterações, inferior a 500 iterações, o algoritmo do recozimento simulado utilizado não consegue se aproximar da solução ótima e pode apresentar como solução um mínimo local.

Araújo (2001) aponta que, quando a solução apresentada é um mínimo local, isso equivale a um resfriamento rápido do sistema, o que ocorre quando há poucas iterações, uma vez que a mudança de temperatura, que rege o algoritmo, é muito brusca de um ciclo para o seguinte, levando-o a reconhecer um mínimo local como a solução ótima. A FIGURA 18 representa bem essa variação do valor da função-objetivo ao longo das iterações. Destaca-se, na curva para 100 iterações, a queda brusca do valor da função-objetivo até um número de aproximadamente 80 iterações e depois um patamar de 80 a 100 iterações.

FIGURA 18 - VARIAÇÃO DO VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE ITERAÇÕES.



Além de ter apresentado a melhor solução, a simulação com 10.000 iterações apresenta um tempo razoável de processamento se comparado com as simulações de 25.000 e 50.000 tentativas. Este tempo de processamento foi de, aproximadamente, 1,5 h.

5.1.1.2 Estabilidade dos Resultados Obtidos para a Função Objetivo

Como apresentado no capítulo 4 de Materiais e Métodos, o recozimento simulado é um processo no qual ocorre uma busca aleatória pela solução ótima para a função-objetivo, sob determinadas condições iniciais e de contorno. Por ser uma busca aleatória, as mesmas condições iniciais e de contorno podem conduzir a resultados diferentes.

Espera-se que, com o aumento do número de iterações, haja uma menor variação dos resultados, dado que o universo de soluções é melhor explorado. Foram realizados testes onde 10 simulações com as mesmas condições iniciais e de contorno foram realizadas. Essas 10 simulações foram feitas para um número total de iterações igual a 50, 500 e 5.000 mil iterações. A partir dos resultados apresentados por estas 10 simulações para cada um dos números de iterações analisados, calculou-se a média e a variância dos resultados para a análise da estabilidade das soluções. A TABELA 14 apresenta as médias e desvios-padrão dos resultados obtidos para 50, 500 e 5.000 iterações, respectivamente.

TABELA 14 - MÉDIA E DESVIO PADRÃO DOS VOLUMES DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO E DE INUNDAÇÃO.

Volume	Média (m ³)			Desvio-padrão		
	Número de iterações			Número de iterações		
	50	500	5.000	50	500	5.000
ST1-1	418,5	630,1	640,6	216,3	158,5	69,1
ST1-2	404,1	566,7	585,1	198,1	86,4	92,5
ST2-1	38,2	21,0	31,8	75,0	44,0	100,6
ST2-2	251,4	159,2	105,1	243,7	214,3	71,9
Soma dos reservatórios	1112,2	1377,0	1362,6	413,9	214,3	155,7
Inundação	609,4	394,8	367,2	214,8	54,8	22,4

A partir dos resultados apresentados na TABELA 14, observa-se, como esperado, desvios-padrão cada vez menores com o aumento do número de iterações. Para 50 iterações, os resultados mostraram para a soma dos volumes de reservatório, que efetivamente é considerada na função

objetivo, um valor médio de aproximadamente $1.112,2 \text{ m}^3$ e um desvio-padrão de cerca de $413,9 \text{ m}^3$, o que corresponde a um coeficiente de variação de 37,2%, considerado alto para este tipo de problema, representando uma grande variabilidade e diminuindo a confiabilidade dos resultados. Por outro lado, para 5.000 iterações, a média e o desvio-padrão da soma dos volumes dos reservatórios resultaram em 1.377 m^3 e $155,7 \text{ m}^3$, respectivamente, representando um coeficiente de variação de 11,3 %.

Considerando-se a análise dos resultados dos itens 5.1.1.1 e 5.1.1.2, em razão do tempo de simulação, estabilidade dos resultados e valor da função-objetivo, optou-se por utilizar 10.000 iterações para a continuidade do trabalho.

5.1.2 Análise do Número de Ciclos e Tentativas Ideal

O número total de iterações realizadas pelo algoritmo do recozimento simulado é composto pelo produto de número de ciclos e número de tentativas. As tentativas são as perturbações realizadas pelo algoritmo para a obtenção de novas soluções candidatas e cada tentativa corresponde a uma nova solução testada, aceita ou rejeitada, a partir do critério de Metropolis. As tentativas ocorrem dentro de ciclos, e a cada ciclo, a temperatura do sistema é diminuída, limitando as possibilidades de serem aceitas novas soluções, o que conduz para a melhor solução dentro do conjunto de condições iniciais e de contorno adotadas. Quando todos os ciclos ocorrem, o algoritmo apresenta a melhor solução obtida para a função-objetivo.

Uma vez definido o número total de iterações igual a 10.000, procurou-se variar o número de ciclos e tentativas por ciclo de tal forma que o produto entre eles resultasse sempre igual a 10.000. Outra condição adotada é a de que o número de ciclos seja sempre menor que o número de tentativas, para um resfriamento lento, garantindo uma maior flexibilidade quanto às possibilidades de solução. A partir dessa análise, foi possível determinar a quantidade ideal de ciclos e tentativas. A TABELA 15 apresenta os resultados obtidos para as diferentes combinações de números de ciclos e tentativas e a FIGURA 19 apresenta a variação do valor da função-objetivo para diferentes números quantidades de ciclos.

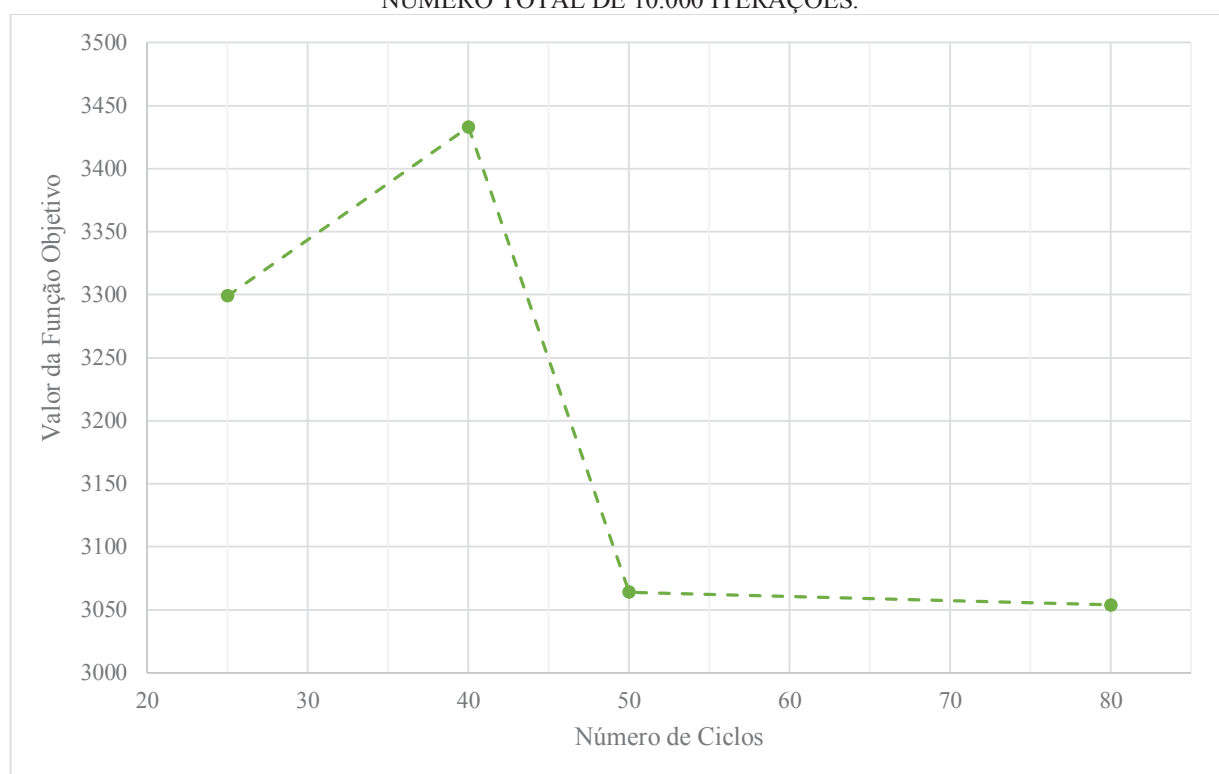
Pela FIGURA 19 e a TABELA 15, é possível perceber que a função objetivo se aproxima de um valor ótimo quando há um maior número de ciclos. Os resultados obtidos para 50 e 80 ciclos são próximos e, possivelmente, garantem bons resultados. Por ter apresentado o melhor valor de

função objetivo a combinação de 80 ciclos e 125 tentativas foi adotada como padrão para continuidade deste estudo. A partir do próximo item todas as simulações foram realizadas com esta configuração para o algoritmo.

TABELA 15 - VOLUME DOS RESERVATÓRIOS, DE INUNDAÇÃO E VALOR DA FUNÇÃO OBJETIVO PARA DIFERENTES COMBINAÇÕES DE NÚMEROS DE CICLOS E TENTATIVAS.

Número de Ciclos	Número de tentativas	Volume dos reservatórios (m³)					Volume de Inundação (m³)	Função Objetivo
		ST1	ST2	ST31	ST32	Total	$\theta = 5$	
Valor Inicial		200	200	200	200	800	909	5345
25	400	721	558	360	100	1739	312	3299
40	250	585	605	592	131	1913	304	3433
50	200	632	500	199	168	1499	313	3064
80	125	629	543	93	134	1399	331	3054

FIGURA 19 - VALORES DA FUNÇÃO-OBJETIVO PARA DIFERENTES NÚMEROS DE CICLOS PARA UM NÚMERO TOTAL DE 10.000 ITERAÇÕES.



5.2 MODELO 1 – VARIAÇÃO DE θ_1

Este item apresenta os resultados obtidos para o modelo 1, Fase 2 do estudo, que utiliza a área de estudo II e sua rede de drenagem hipotética, representada na FIGURA 11. A função-objetivo é representada pela Equação (21), obtida a partir da Equação (12), quando se adota θ_2 igual a zero.

Conforme mencionado anteriormente, o modelo 1 foi usado para a análise de sensibilidade dos volumes dos reservatórios e dos volumes de inundação aos valores de θ_1 , e para a determinação do volume de saída ótimo quando $\theta_2 = 0$, ou seja, para a determinação de V_{co} , presente na Equação (12). O peso θ_1 representa a importância relativa entre permitir inundações na área de drenagem à montante da saída da rede de drenagem e construir reservatórios de maior volume.

Os valores utilizados para o peso θ_1 foram 1, 2, 5, 10, 50, 100 e 1000. onde o valor 1 representa uma pequena punição para ocorrência de volumes de inundação na área a montante da saída da rede de drenagem e 1000 uma punição severa para a ocorrência de inundação na referida área.

Utilizou-se ainda como número de iterações, ciclos e tentativas, os valores resultantes da Fase 1 do estudo, na qual foi usado o modelo simplificado e que resultaram em, respectivamente, 10.000, 80 e 125.

5.2.1 Simulação dos Cenários de θ_1

São apresentados neste item os resultados obtidos de distribuição da capacidade de reservação na rede, variação dos volumes dos reservatórios e vazão máxima na saída da rede para os diferentes valores de θ_1 .

A TABELA 16 apresenta os volumes individuais e a soma dos volumes dos reservatórios de detenção obtidos para cada valor de θ_1 utilizado no presente estudo. Na TABELA 16, os maiores volumes para cada θ_1 estão destacados em verde e representariam teoricamente uma maior importância para o combate à inundação, enquanto os menores volumes estão destacados em vermelho e representariam uma menor importância no combate à inundação.

TABELA 16 - VOLUME DOS RESERVATÓRIOS (m³) PARA DIFERENTES CENÁRIOS DE θ_I .

θ_I	ST1-1	ST1-2	ST1-3	ST1-4	ST2-1	ST2-2	ST2-3	ST2-4	ST3-1	Volume Total (m ³)
1	0	0	0	53	0	0	66	347	0	466
2	0	309	36	188	308	480	325	396	390	2432
5	171	45	758	480	480	267	480	371	480	3532
10	160	401	738	480	298	435	480	961	480	4433
50	492	359	725	480	458	480	471	546	480	4491
100	847	286	489	480	480	480	395	758	336	4551
1000	561	543	685	480	480	433	480	961	390	5013
Média	319	278	490	377	358	368	385	620	365	3560

A partir dos valores apresentados na TABELA 16, verifica-se que, quanto maior o valor de θ_I , maior é a soma dos volumes dos reservatórios de detenção, como esperado, uma vez que maiores valores de θ_I implicam em dar maior peso ao volume de inundação na área à montante da saída da rede, dentro da função-objetivo. Em termos médios, considerando-se todos os valores de θ_I , os reservatórios ST2-4 e ST1-2 apresentaram a maior e a menor capacidade de reservação, respectivamente.

Procurou-se, ainda por meio da TABELA 16, estabelecer uma hierarquia dos reservatórios de detenção a partir de seus volumes para os diferentes valores de θ_I . Contudo, não foi possível, em uma primeira análise, identificar alguma tendência da distribuição de volumes de reservação, o que mostra uma maior importância da rede de reservatórios em comparação aos reservatórios de maneira isolada. Isso destaca a importância da distribuição de volumes e a não concentração dos mesmos, o que é confirmado por outros estudos como Cunha *et al.* (2016), Lim *et al.* (2014), Zellner *et al.* (2016) e Xing *et al.* (2016).

Considerando os volumes obtidos para cada um dos cenários simulados foi feita uma análise da alocação dos volumes de detenção ao longo da rede. Destacam-se os reservatórios mais a montante, nas “pontas” da rede (ST 1-4, ST2-1, ST2-2, ST2-3 e ST3-1). Nota-se que, para o valor médio, os reservatórios foram dimensionados com 70% ou mais de seus limites superiores (480 m³), determinados pelo dimensionamento manual. O que mostra uma tendência do algoritmo de controle dos volumes mais próximo a geração dos mesmos. Os reservatórios em locais centrais da

rede, recebendo contribuições de 3 ou mais sub-bacias (ST1-1, ST1-2 e ST1-3) apresentaram dimensionamentos moderados, menores que 50% de seus limites superiores em todos os cenários, confirmando a tendência de descentralização.

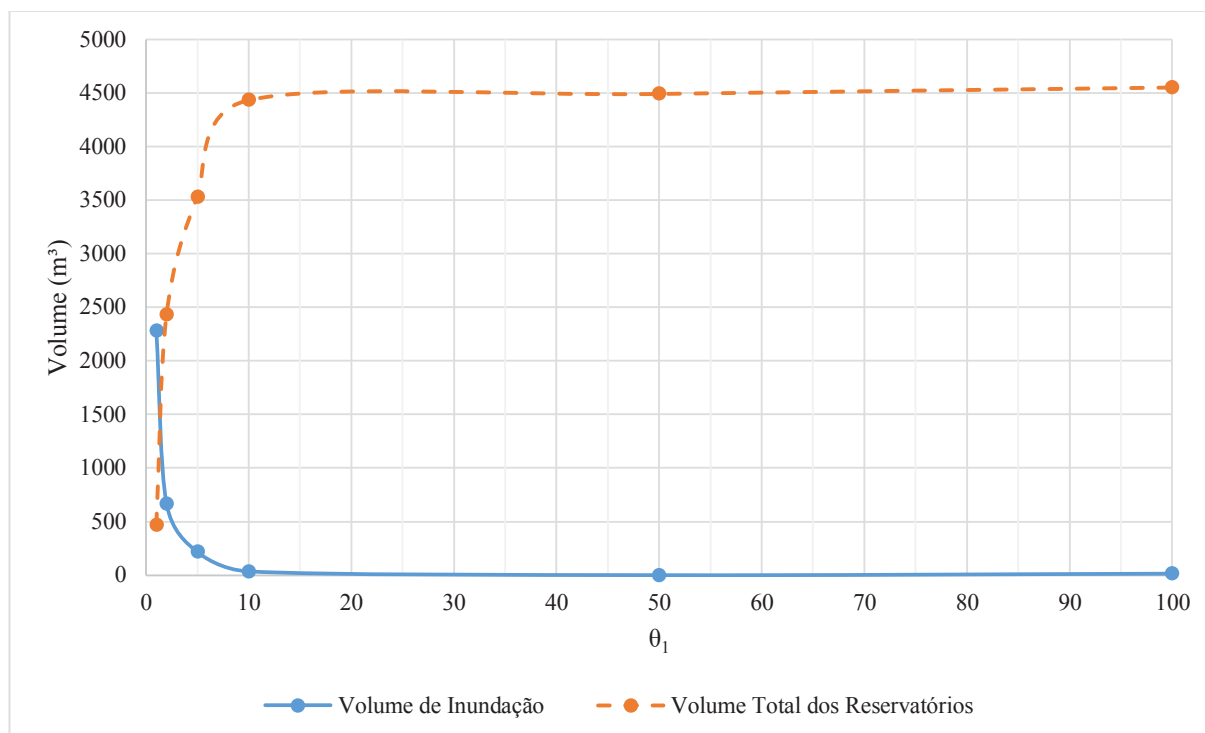
A TABELA 17 apresenta os volumes de entrada e saída da rede de drenagem, o volume armazenado ao final da simulação e o volume de inundação, bem como, a vazão máxima na saída da rede de drenagem para os diferentes valores de θ_I .

TABELA 17 - VOLUMES E VAZÃO MÁXIMA NA SAÍDA DA REDE.

θ_I	Volume de Entrada (m³)	Volume de Saída (m³)	Volume Armazenado ao fim da simulação (m³)	Volume de Inundação (m³)	Vazão Máxima na saída da rede (m³/s)
1	4.322	2.036	3	2.283	1,205
2	4.322	3.633	24	665	1,208
5	4.322	4.058	48	216	1,201
10	4.322	4.209	78	35	1,191
50	4.322	4.252	70	0	1,084
100	4.322	4.234	74	14	1,036
1000	4.322	4.229	93	0	1,006

Considerando-se os resultados da TABELA 17, observa-se, como esperado, que há uma diminuição do volume de inundação com o aumento de θ_I . Todos os cenários apresentaram vazões máximas de saída menores que a restrição (1,5 m³/s). Além disso, o aumento do valor de θ_I gera uma diminuição nas vazões máximas de saída da rede, o que ocorre pelo aumento da capacidade de reservação do sistema de drenagem, que abate o pico de vazão.

A FIGURA 20 apresenta a variação do volume total de reservação e do volume de inundação para os diferentes valores de θ_I . Volumes de inundação maiores são mais aceitáveis e ocorrem para baixos valores de θ_I . Com o aumento de θ_I , o volume total de reservação aumenta, trocando-se as inundações por reservatórios. Este resultado se assemelha ao obtido por Cunha *et al.* (2016), onde as mesmas tendências são observadas. Há ainda outros trabalhos que não utilizam pesos para a determinação de *layouts* ótimos, mas que confirmam a utilização de Infraestrutura Verde para a diminuição da sobrecarga de redes de drenagem, e. g., Lim *et al.* (2014). Xing *et al.* (2016) utilizam pesos para dar importância às características da rede de drenagem em estudo.

FIGURA 20 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES DE RESERVAÇÃO E INUNDAÇÃO PARA DIFERENTES θ_1 .

É possível fazer uma análise breve de cada cenário, a partir das TABELAS 16 e 17 e da FIGURA 20.

O cenário com $\theta_1 = 1$ apresenta a maior parte dos seus nós sem reservação (6 entre 9). O volume de inundação tem o mesmo peso que qualquer reservatório, isso garante que a troca entre reservação e inundação ocorra com uma leve punição, o que leva a um volume de inundação de 2283 m³, mais de 50% do volume total que entra no sistema (4.322 m³). O cenário com $\theta_1 = 2$, é mais restritivo ao conferir maior peso para o volume de inundação, o que garante um volume considerável de reservatórios e uma diminuição de 2.283 m³ para 665 m³ no volume de inundação na bacia, o que representa uma redução de aproximadamente 71% em comparação ao cenário de com $\theta_1 = 1$.

Para o cenário com $\theta_1 = 5$, tem-se uma situação semelhante à de $\theta_1 = 2$ com redução no volume de inundação e aumento no volume de reservação. A partir deste cenário, os resultados não

apontam mais nós da rede sem reservação, destacando a importância do valor de θ_I para a adoção de alternativas de detenção distribuída.

O cenário com $\theta_I = 10$ apresenta o início da estabilização dos volumes de saída, reservação e inundação. O volume de inundação obtido é menor do que 1% do volume de entrada e os volumes de reservação se apresentam maiores que os volumes que entram no sistema. É importante lembrar que o limite superior dos volumes de reservatórios, é o maior volume que passa por aquele nó, o que permitiria, por exemplo, o nó ST1-1 armazenar todo o volume somente nele, por isso, o volume total de reservatórios pode ser maior que o volume de entrada.

O cenário com $\theta_I = 50$ é o primeiro sem qualquer volume de inundação. Isso se dá pela punição severa a qualquer volume de inundação existente, o que fez com que o algoritmo optasse por maiores volumes de reservação.

Para $\theta_I = 100$, tem-se uma demonstração do caráter aleatório do algoritmo e possivelmente do efeito do número de iterações, ciclos e tentativas. Esperava-se um cenário sem qualquer ocorrência de inundação, seguindo a tendência de $\theta_I = 50$. Contudo, o cenário apresentou um volume de inundação de 14 m³, no entanto pequeno, inferior a 0,5% do volume total de entrada. Isso pode ter se dado pelo caráter aleatório da busca do algoritmo e a caracterização do próprio problema. Lim *et al.* (2014) destacam que, para problemas multi-objetivos, têm-se não apenas uma, mas multi-soluções, uma curva de Pareto. Visto que essa abordagem dos resultados toma outro viés, que não leva ao cumprimento dos objetivos deste trabalho, essa não será explorada. Por fim, há o cenário com $\theta_I = 1000$ que apresenta os maiores volumes de reservação.

Observa-se também um aumento no volume armazenado ao fim das simulações com o aumento no volume total de reservação, isto ocorre em razão do esvaziamento mais lento da rede de drenagem. Em se adotando um período de tempo maior para as simulações, os volumes armazenados em todos os cenários tenderiam a zero.

A análise de cenários, destaca a capacidade do algoritmo de compreender as condições de contorno estabelecidas, bem como, de encontrar soluções diversas para diferentes situações de planejamento de redes de drenagem urbana. É importante destacar que o valor de θ_I pode ser determinado por fatores sociais, econômicos e ambientais e, a partir da análise dos atores de

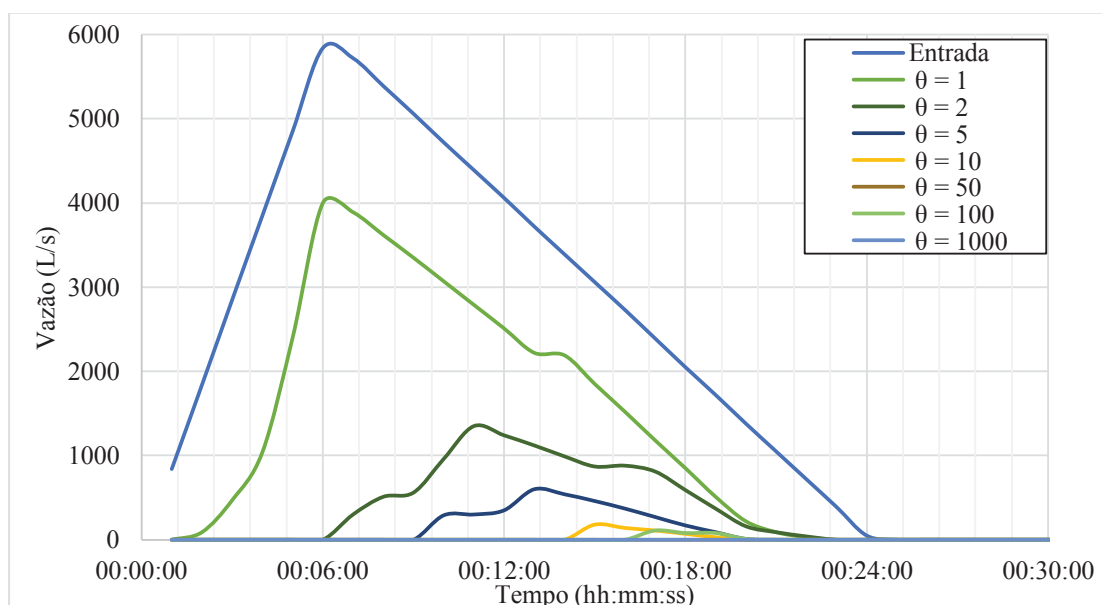
gerenciamento de águas pluviais, esse valor deve refletir as necessidades do local de implementação ou reforma do sistema de drenagem sob avaliação.

5.2.2 Análise Hidráulica dos Cenários

5.2.2.1 Análise do sistema de drenagem

Este item avalia as vazões de inundação e saída, que, segundo Rossman (2017), são determinadas a partir da capacidade de cada uma das unidades de reservação. Quando a vazão de entrada excede a de saída e a capacidade máxima de reservação é atingida o nó passa a inundar, essa comparação ocorre para cada intervalo de tempo em comparação com o anterior. Além do volume armazenado para cada instante de tempo para todos os cenários propostos. As entradas dos cenários analisados ocorrem até os 24 minutos de simulação, tempo de base dos hidrogramas de entrada. As simulações têm uma duração total de 12 horas para a garantia da representação do ramo de recessão dos hidrogramas de saída. Os gráficos de apresentação dos resultados estão discretizados em diferentes intervalos de tempo, determinados a partir da duração de cada evento. A FIGURA 21 apresenta a vazão de entrada, que é a mesma para todos os cenários, e as vazões de inundação.

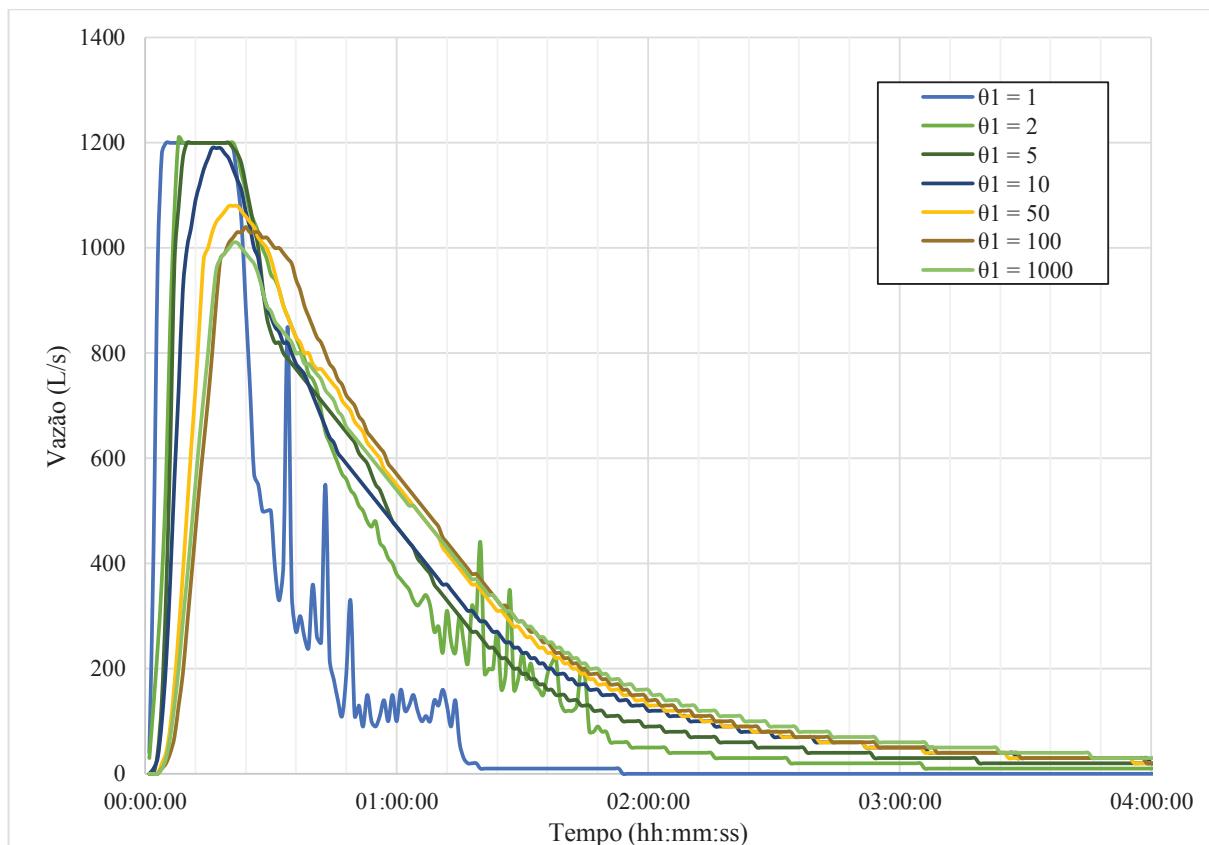
FIGURA 21 - HIDROGRAMAS DE INUNDAÇÃO PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS DE θ_1 .



Os efeitos dos reservatórios são notórios na FIGURA 21. Para $\theta_1 = 1$, têm-se o hidrograma de inundação com magnitude compatível com o hidrograma de entrada. Pode-se associar este efeito à pequena capacidade de detenção da rede neste cenário. Com $\theta_1 = 2$ e $\theta_1 = 5$, têm-se um deslocamento no tempo e vazões muito menores se comparadas ao cenário de $\theta_1 = 1$, com os volumes de detenção sendo capazes de mitigar a maior parte dos efeitos negativos de um evento de precipitação extremo, fornecendo proteção a uma rede que tem um dimensionamento para eventos com menor magnitude. Para os cenários com θ_1 a partir de 10, tem-se volumes mínimos de inundação se comparados às grandezas dos outros volumes, e mesmo estes pequenos volumes são respostas já na recessão do hidrograma de entrada.

A FIGURA 22 apresenta as vazões de saída em cada um dos cenários simulados para o modelo 1. A vazão de entrada não está apresentada na figura por apresentar uma magnitude muito superior às vazões de saída.

FIGURA 22 - VAZÕES DE SAÍDA DA REDE DE DRENAGEM PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS DE θ_1 .

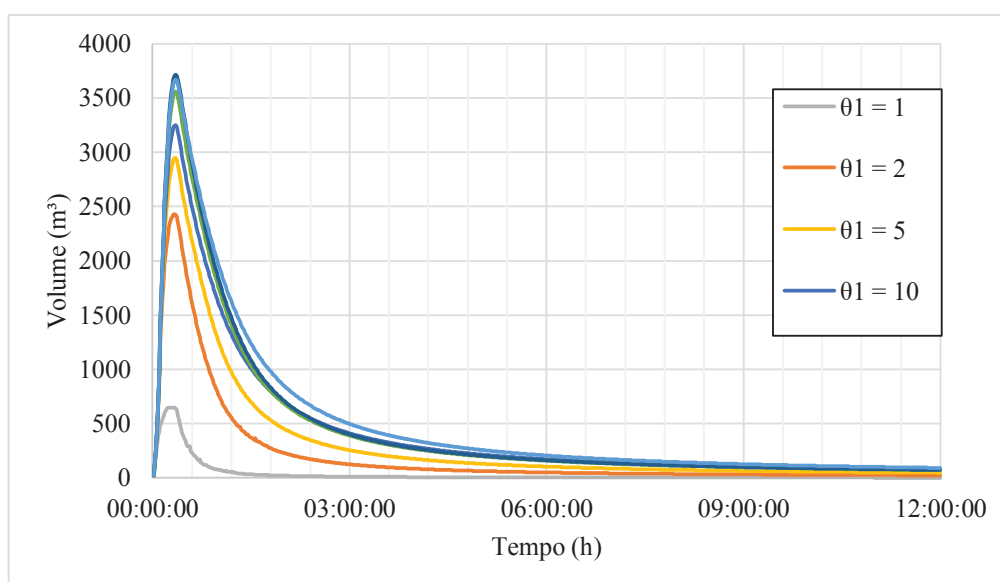


Observa-se, a partir da FIGURA 22, oscilações na vazão de saída nos cenários $\theta_I = 1$ e $\theta_I = 2$. Isso se deve à menor capacidade de armazenamento do sistema de drenagem e à ausência de um reservatório no nó ST1-1. Deve-se destacar a importância do orifício para regular a vazão de saída, com todos os cenários obedecendo à restrição de vazão máxima abaixo de $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$. A partir de $\theta_I = 10$, a vazão máxima de saída do sistema de drenagem não é atingida, isso se deve à regulação realizada pelos reservatórios de retenção.

Assim como na avaliação das vazões de inundação, é possível perceber o deslocamento dos hidrogramas no tempo com o aumento de θ_I . Este resultado se deve ao aumento no volume de reservação que tende a produzir maiores atrasos na ascensão e no pico dos hidrogramas de saída. Constata-se também que os tempos de recessão aumentam para cenários com θ_I maiores, permitindo assim que os volumes cheguem de forma mais gradual na bacia à jusante.

A FIGURA 23 apresenta o volume total armazenado no sistema em cada instante de tempo t , para cada um dos cenários simulados.

FIGURA 23 - VOLUMES ARMAZENADOS NO INSTANTE DE TEMPO T PARA OS DIFERENTES θ_I .



A representação dos volumes armazenados ao longo do tempo, FIGURA 23, confirmam os resultados apresentados pelas vazões. O aumento do valor de θ_I é acompanhado pelo aumento do volume armazenado. Contudo, as curvas de $\theta_I = 50$, 100 e 1000 são muito próximas. Isso se deve à capacidade de armazenamento das mesmas, maior do que o volume de entrada. A principal diferença entre elas é a capacidade de amortecimento de vazões, uma vez que todas têm capacidade de evitar inundações de grande volume.

Esses resultados são importantes por fazerem a conexão entre os resultados do algoritmo e os resultados hidráulicos e mostram a boa capacidade do algoritmo de dimensionar e compreender o sistema físico para a otimização dos volumes.

5.2.2.2 Análise do Reservatório ST1-2

O comportamento do reservatório ST1-2 foi avaliado para os cenários com $\theta_I = 2$ e $\theta_I = 50$. O nó ST1-2 foi escolhido por apresentar-se como um dos nós centrais da rede, por onde o volume de 6 das 9 junções passa ao escoar pela rede de drenagem.

A escolha dos cenários se deu pela oposição de prioridades dos mesmos. O caso $\theta_I = 2$ contém um cenário mais permissivo quanto à ocorrência de inundações, o que faz com que mais volume se mantenha na bacia por meio das inundações e, por consequência, um menor volume passa pela rede de drenagem. O cenário $\theta_I = 50$ é mais punitivo à ocorrência de inundações, garantindo um maior volume na rede de drenagem. Além disso, escolheu-se os cenários para $\theta_I = 2$ e $\theta_I = 50$ por serem os valores de θ_I utilizados, posteriormente, no Modelo 2.

O primeiro cenário analisado é o cenário com $\theta_I = 2$. A FIGURA 24 retrata as vazões de entrada, saída e inundação para o reservatório ST1-2 desde o instante zero até 2 h de simulação, enquanto a FIGURA 25 exibe a variação ao longo do tempo do volume armazenado no reservatório ST1-2 ao longo de toda a simulação.

O início das inundações é ligeiramente posterior ao momento que a vazão máxima de saída em ST1-2 é atingida, isso permite que a vazão de entrada se torne maior que a vazão de saída, enchendo o reservatório e gerando inundações após a capacidade máxima ter sido atingida (FIGURA 25).

Contudo, se não houvesse reservatórios à montante de ST1-2, o cenário poderia ser pior. A FIGURA 24 mostra uma vazão de entrada já amortecida pelos reservatórios à montante de ST1-

2, o que diminui sua sobrecarga e distribui o volume a ser recebido no tempo, amortizando os hidrogramas. O efeito cascata de reservatórios se mostra eficaz para o combate aos picos de vazão desde os θ_I mais baixos.

FIGURA 24 - VARIAÇÃO DAS VAZÕES EM ST1-2 PARA $\theta_I = 2$.

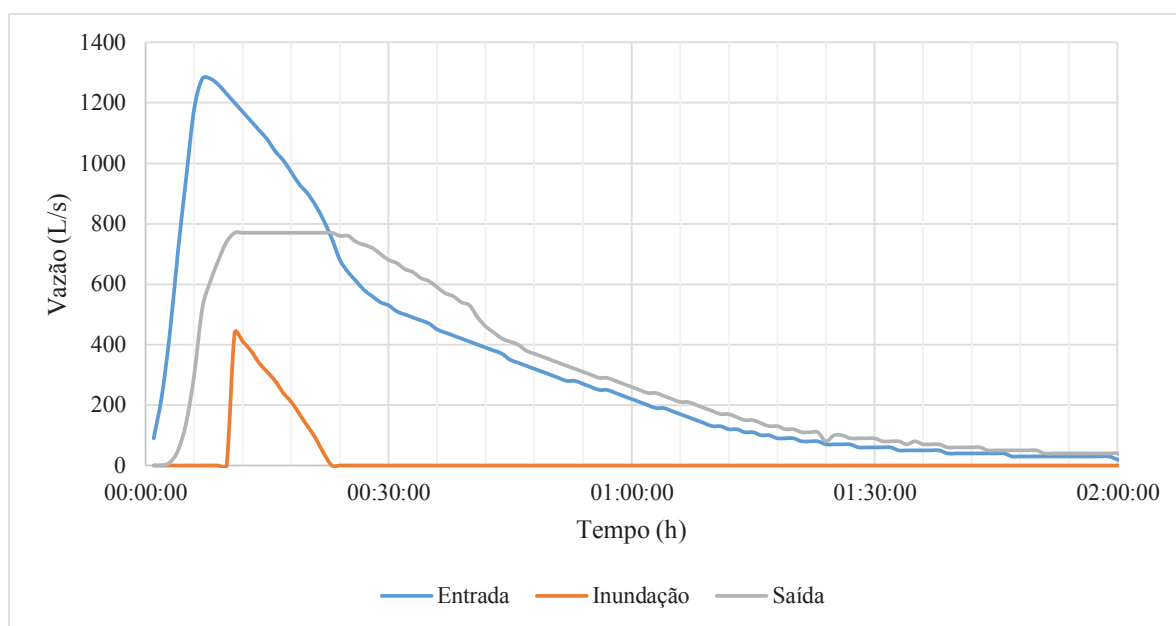
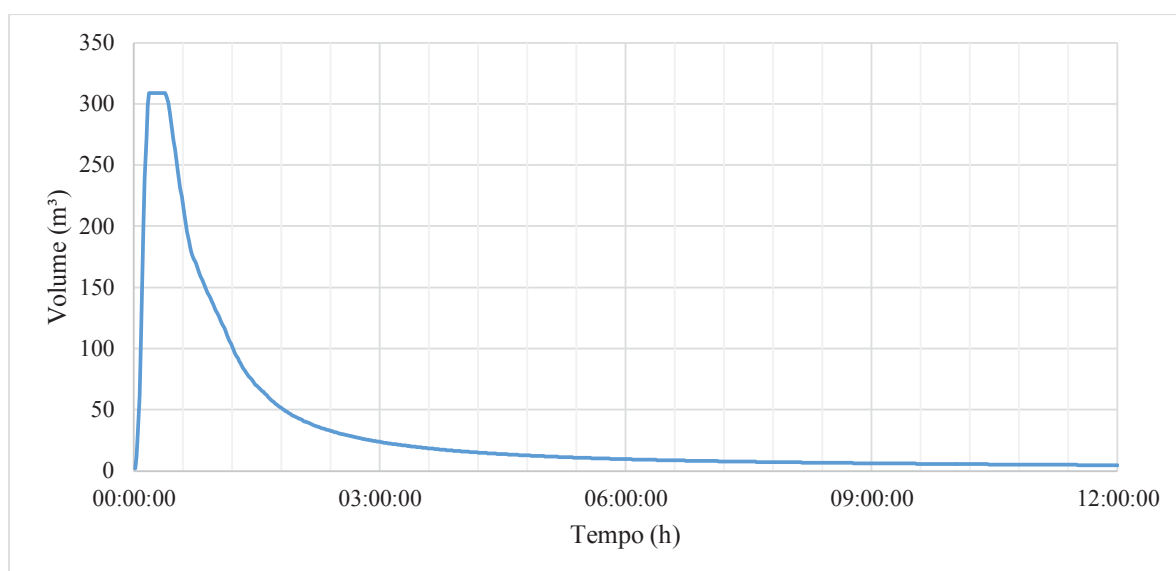


FIGURA 25 – VARIAÇÃO DO VOLUME ARMazenado NO RESERVATÓRIO ST1-2 PARA $\theta_I = 2$.



O volume de armazenamento, FIGURA 25, reflete o cenário de todo o sistema para $\theta_I = 2$. A baixa capacidade de armazenamento de ST1-2 compromete seu bom funcionamento para o combate a eventos de inundação. A recessão não é gradual como em outros cenários de maior θ_I com a liberação dos volumes de forma rápida para jusante, o que pode ser uma das causas das leves oscilações observadas na FIGURA 24.

O outro cenário analisado é o de $\theta_I = 50$. A FIGURA 26 apresenta as vazões de entrada, saída e inundação para o reservatório ST1-2. Neste cenário, para manter uma padronização e permitir a comparação com $\theta_I = 2$, as vazões estão representadas do instante zero até 2h de simulação. A variação do volume armazenado em ST1-2 está apresentada na FIGURA 26.

FIGURA 26 - VARIAÇÃO DAS VAZÕES EM ST1-2 PARA $\theta_I = 50$.

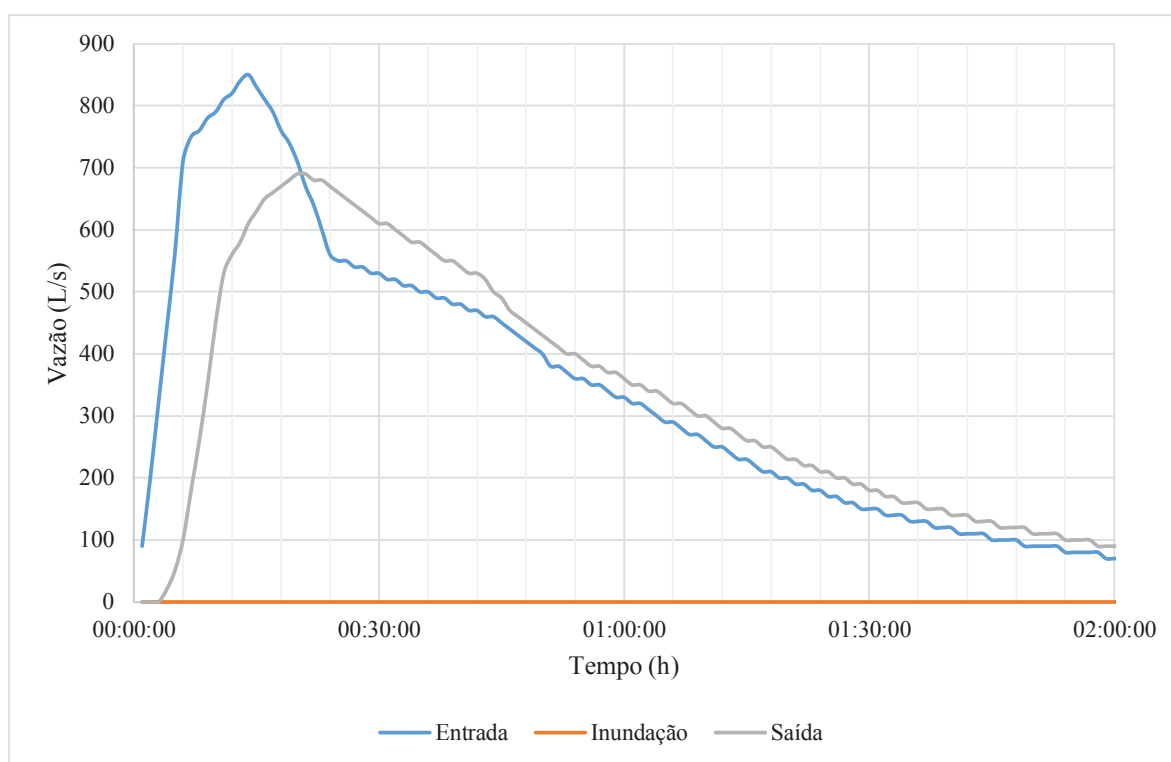
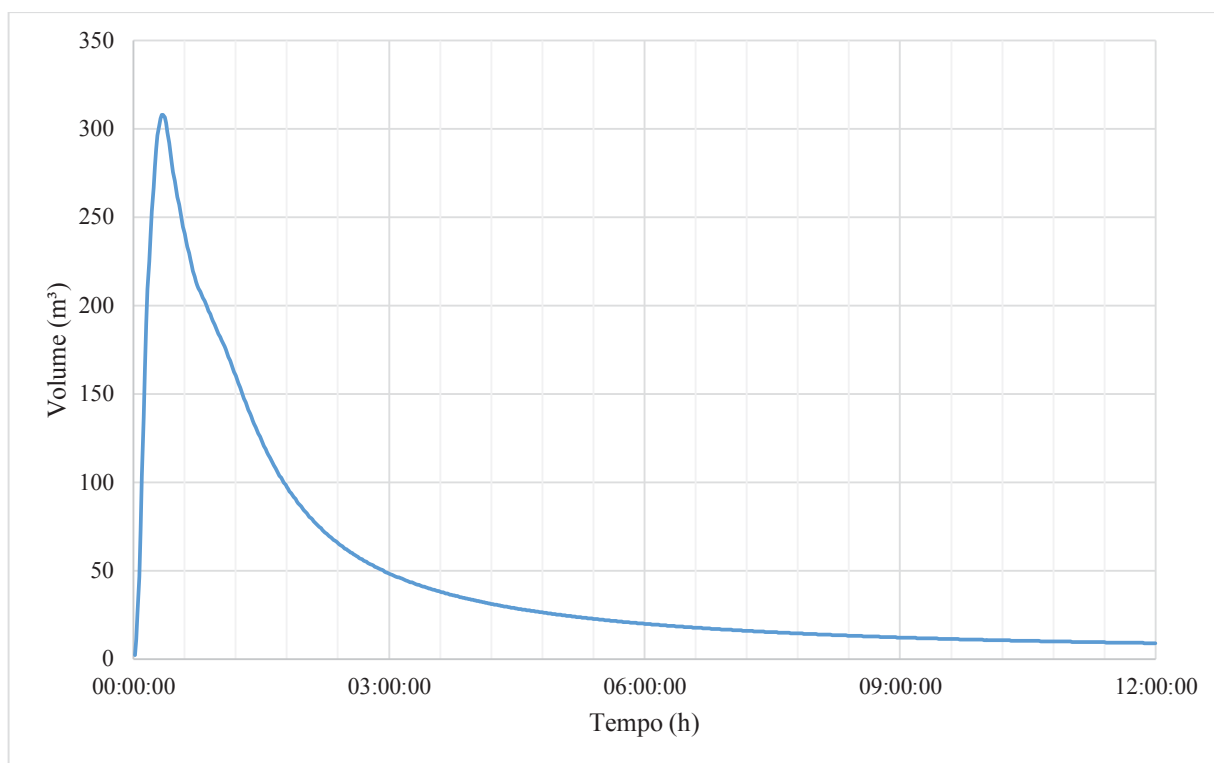


FIGURA 27 – VARIAÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO NO RESERVATÓRIO ST1-2 PARA $\theta_I = 50$.

Verifica-se, a partir da FIGURA 26, uma diferença de comportamento das vazões, se comparadas às geradas pelo cenário $\theta_I = 2$, apresentadas na FIGURA 24. O amortecimento proporcionado pelos reservatórios à montante de ST1-2 faz com que o hidrogramas de entrada no reservatório ST1-2 tenha menor magnitude do que no cenário $\theta_I = 2$, o mesmo ocorrendo com o hidrograma de saída. Observa-se ainda que, no hidrograma de saída, que não existe um patamar relativamente à vazão máxima de saída, como ocorreu no no cenário $\theta_I = 2$, ou seja, não se atinge a capacidade máxima do reservatório e, por consequência a sua capacidade máxima de descarga na saída. Quando se atinge a referida capacidade máxima, o reservatório ST1-2 passa a ter a sua vazão de entrada restringida, gerando inundação no nó ST1-2. Como pode-se verificar na FIGURA 26, para o cenário $\theta_I = 50$, não há volume de inundação no nó ST1-2.

É importante destacar que a capacidade individual do reservatório ST1-2 nos dois cenários é próxima, apenas 50 m³ de diferença (309 m³ para $\theta_I = 2$ e 359 m³ para $\theta_I = 50$). No entanto, existe uma diferença significativa na soma dos volumes dos reservatórios localizados à montante de ST1-2. Para o cenário $\theta_I = 2$, a referida soma corresponde a 1.010 m³, enquanto que, para $\theta_I = 50$,

corresponde a 2.702 m³. Novamente, os resultados mostram a importância da distribuição dos volumes de reservação ao longo da rede de drenagem.

Os volumes máximos armazenados em ST1-2 nos dois cenários são muito próximos entre si. Contudo, no cenário $\theta_I = 50$, não há extravasamento do reservatório que atinge 86% da sua capacidade máxima. A recessão também é levemente mais gradual se comparada ao outro cenário ($\theta_I = 2$). Este resultado mostra a importância dos reservatórios em série.

A FIGURA 28 traz a comparação entre as vazões de saída do reservatório ST1-2 para os dois cenários. Nota-se um pico maior para o cenário com $\theta_I = 2$ e uma recessão mais gradual para $\theta_I = 50$. A FIGURA 29 apresenta a comparação dos volumes armazenados no reservatório ST1-2, confirmando a análise realizada anteriormente.

FIGURA 28 - VARIAÇÃO DAS VAZÕES DE SAÍDA EM ST1-2 PARA $\theta_I = 2$ e $\theta_I = 50$

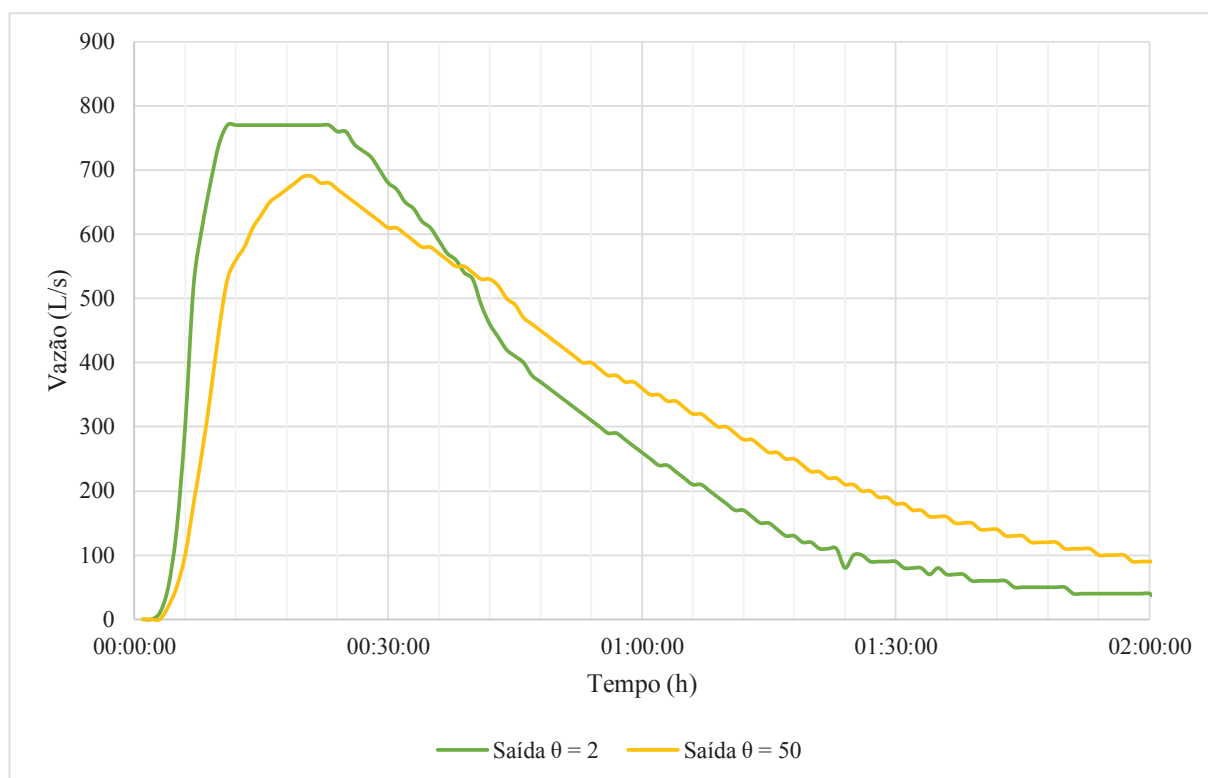
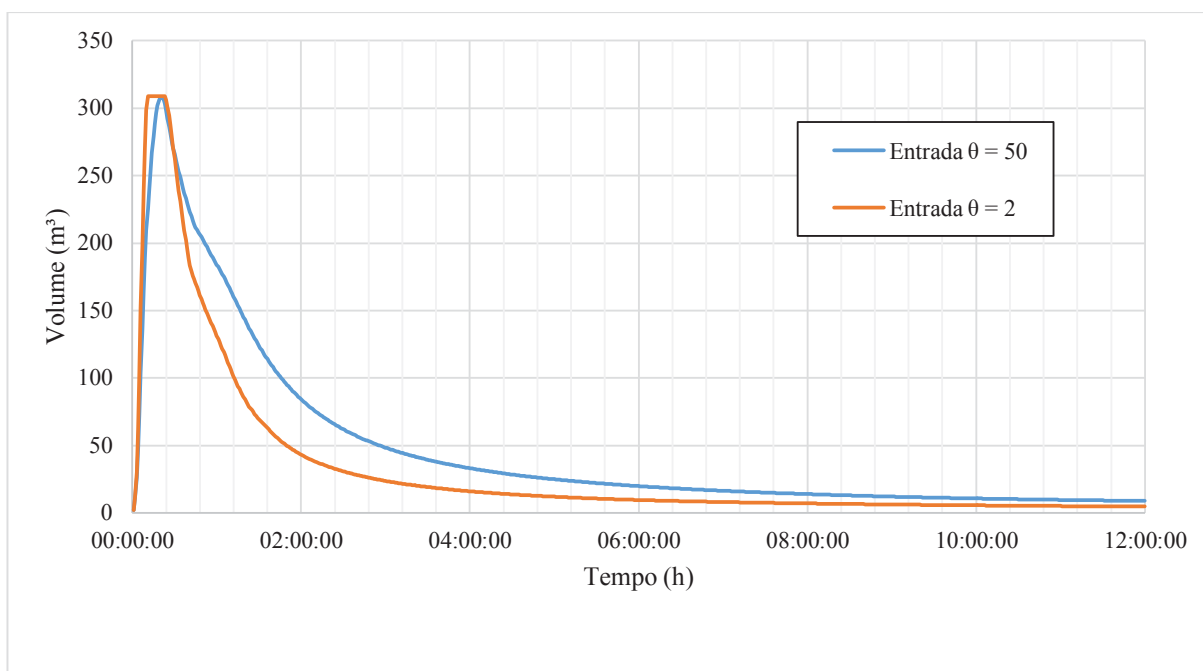


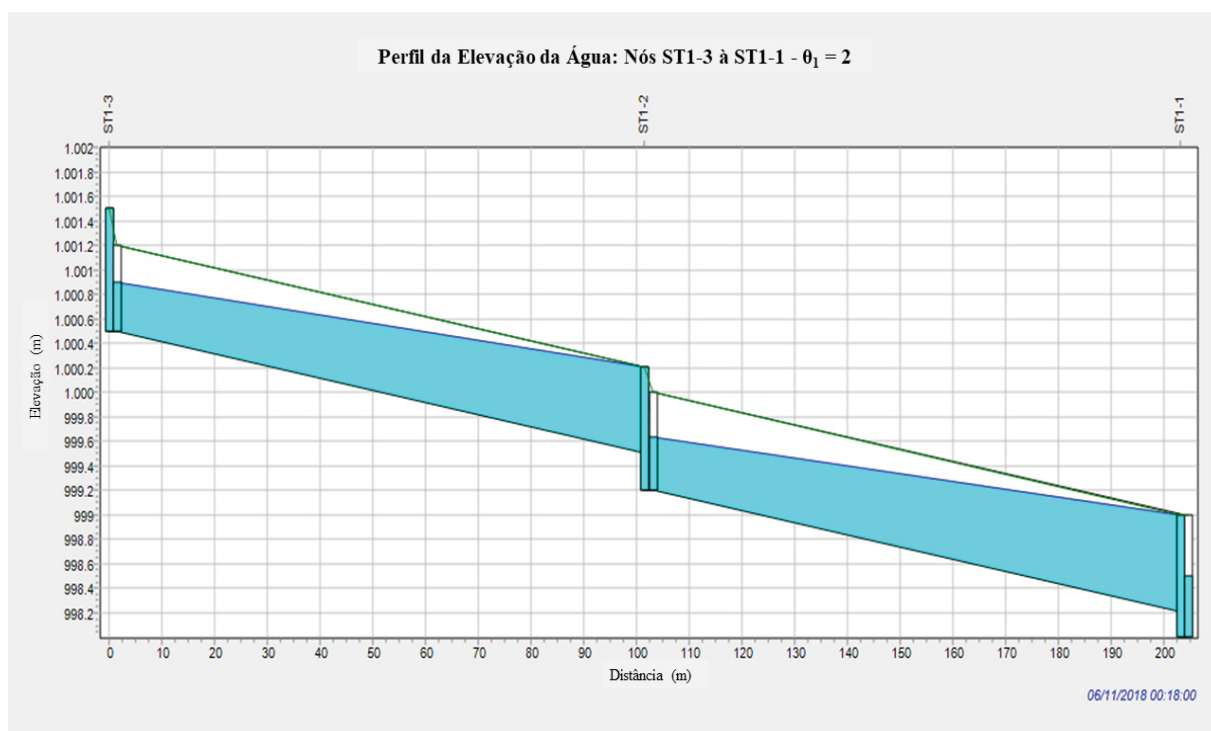
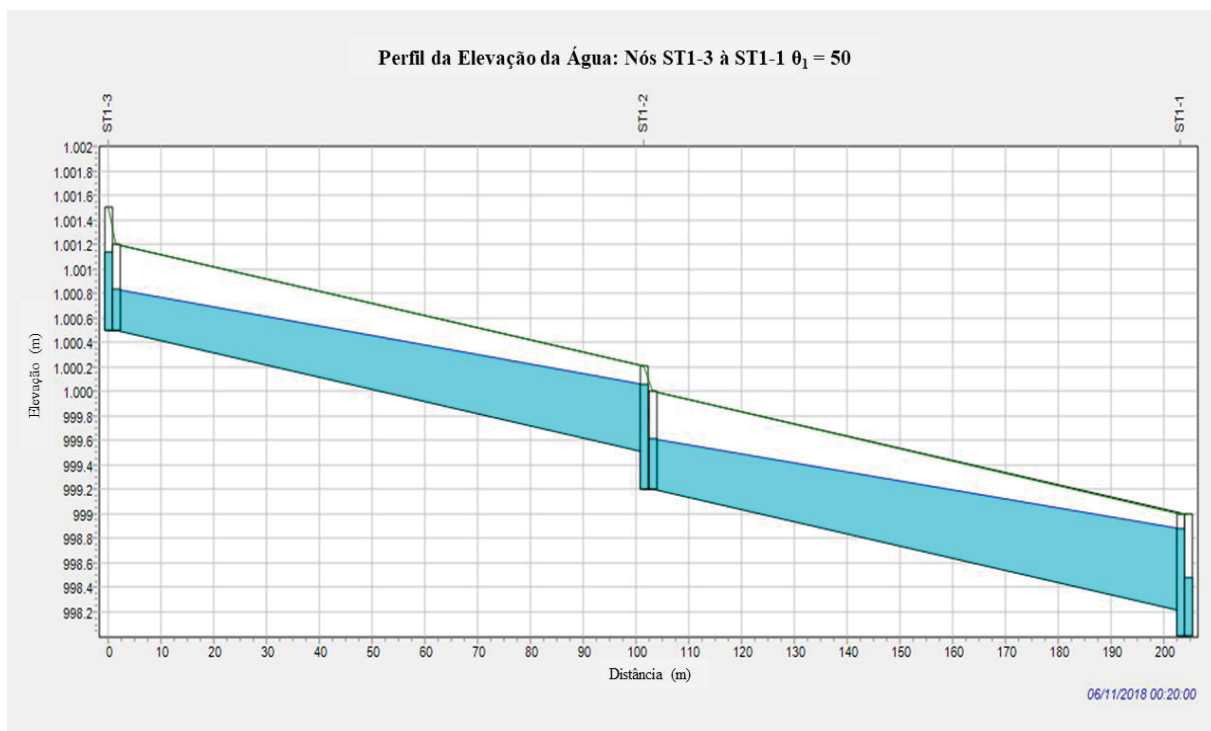
FIGURA 29 - VARIAÇÃO DO VOLUME ARMAZENADO PARA $\theta_1 = 2$ e $\theta_1 = 50$ 

É importante lembrar que os cenários têm funções-objetivo distintas em razão dos diferentes valores de θ_1 . O cenário $\theta_1 = 50$ visa um maior combate às inundações, logo maiores volumes de reservação se fazem necessários.

Por fim, para uma melhor visualização e comparação dos dimensionamentos realizados pelo algoritmo de recozimento simulado, a FIGURA 30 e a FIGURA 31 trazem os perfis da linha da água nos trechos entre os nós ST1-3 e ST1-2 e entre os nós ST1-2 e ST1-1 com 18 minutos de simulação para os cenários $\theta_1 = 2$ e $\theta_1 = 50$, respectivamente.

É possível notar na FIGURA 30, a sobrecarga e o extravasamento de todos os reservatórios, o que não ocorre na FIGURA 31, onde, com maior capacidade de armazenamento, os volumes armazenados não atingem a capacidade máxima dos reservatórios.

Como já mencionado, os volumes de saída da rede de drenagem, obtidos em ambos os cenários, foram utilizados na definição da função-objetivo do modelo 2, cujos resultados são discutidos a seguir.

FIGURA 30 - PERFIL DE ELEVACÃO DA LINHA DE ÁGUA ENTRE ST1-3 E ST3-1 PARA $\theta_1 = 2$.FIGURA 31 - PERFIL DE ELEVACÃO DA LINHA DE ÁGUA ENTRE ST1-3 E ST1-1 PARA $\theta_1 = 50$.

5.3 MODELO 2 – VARIAÇÃO DE θ_1 E θ_2

Este item apresenta os resultados do uso do algoritmo de recozimento simulado, considerando a função objetivo representada pela Equação (12), na qual o valor de θ_2 é assumido como diferente de zero. De modo simples, a ordem de grandeza θ_2 em comparação ao valor de θ_1 deve refletir a decisão entre inundar a área de montante ou a área de jusante em relação ao ponto de saída da rede de drenagem.

Foram analisados os volumes totais dos reservatórios, o volume total de inundação e o volume transferido para jusante que poderia causar inundações nas áreas à jusante da rede de drenagem. O foco das considerações está voltado para a análise de θ_2 para dois cenários de θ_1 ($\theta_1 = 2$ e $\theta_1 = 50$) que representam cenários bem distintos de θ_1 no que se refere à importância relativa entre o volume de reservação e o volume de inundação na área a montante da saída da rede de drenagem. Não foi realizada uma análise hidráulica da rede de drenagem, dado que os resultados do modelo 1 já mostraram uma boa interação do algoritmo de recozimento simulado com o modelo hidrológico SWMM.

Verificou-se as mudanças realizadas na distribuição de volumes na rede pela influência de θ_2 . Como explicitado no capítulo 4, Materiais e Métodos, os resultados obtidos nos cenários com $\theta_1 = 2$ e 50 serviram como dados de entrada para o modelo 2. O principal resultado utilizado é o volume total de saída da rede. Este volume foi considerado como o volume máximo passível de ser transferido para a bacia à jusante, sem que houvesse transtornos ou efeitos negativos causados por esses na área de drenagem seguinte, ou seja, o volume de saída no modelo 2 que excede o volume de saída no modelo 1 é o valor considerado na função objetivo. A base desse raciocínio está no fato de que a restrição para a vazão máxima na saída da rede no modelo 1 foi a vazão de pré-desenvolvimento.

O modelo 2 é uma tentativa de mudança de paradigma para as regulações de drenagem urbana. Há um consenso de que volumes produzidos em uma área de drenagem não podem ser fonte de efeitos negativos na área de drenagem à jusante. O questionamento abordado neste tópico é o de que, a depender das características da bacia à jusante, parte do volume de inundação poderia

ser transferido. A importância relativa entra inundar a montante ou a jusante é representada pela relação entre θ_1 e θ_2 .

É de extrema importância ressaltar que, para que o modelo 2 possa ser aplicado, deve-se levar em conta as características das duas bacias (montante e jusante) e sua aplicação deve ser balizada em princípios técnicos. Não se está aqui simplesmente defendendo a ideia de que volumes de inundação devam ser transferidos para jusante, mas sim permitindo a flexibilidade de que, em razão de características das duas áreas (montante e jusante), pode-se permitir um certo nível de transferência dos volumes de inundação para jusante em comparação às condições de pré-desenvolvimento. A Tabela 18 apresenta os volumes dos reservatórios para os diferentes cenários analisados no modelo 2.

TABELA 18 - VOLUME DOS RESERVATÓRIOS PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS (m³)

θ_1	θ_2/θ_1	ST1-1	ST1-2	ST1-3	ST1-4	ST2-1	ST2-2	ST2-3	ST2-4	ST3-1	Soma dos volumes
2	0 (modelo 1)	0	309	36	188	308	480	325	396	390	2.432
	0,5	0	0	442	165	418	448	363	255	249	2.340
	1	91	490	258	352	360	175	0	330	371	2.427
	2	219	472	49	105	304	160	372	524	378	2.583
50	0 (modelo 1)	492	359	725	480	458	480	471	546	480	4.491
	0,5	28	989	444	480	347	480	480	961	480	4.689
	1	501	493	1051	480	394	480	480	961	379	5.219
	2	601	78	763	480	267	480	480	777	480	4.406

A TABELA 18 mostra que os cenários seguem a tendência dos cenários utilizados no modelo 1. Para os cenários derivados de $\theta_1 = 2$, têm-se volumes menores de reservação e alguns nós sem reservação. Contudo, nota-se uma tendência de um ligeiro aumento dos volumes com o aumento de θ_2 , isso se deve a maior penalização da transferência de volumes para jusante. Logo o algoritmo busca a contenção dos volumes na própria bacia, por meio dos reservatórios ou da inundação na área de montante. É possível perceber também o aumento gradual do reservatório

ST1-1, que é o último antes da transferência dos volumes para a jusante. Não se notou uma possível hierarquização dos reservatórios.

Os cenários oriundos de $\theta_1 = 50$ não apresentam tendência de aumento dos volumes de reservação com o aumento de θ_2 . Entretanto, assim como para os cenários com $\theta_1 = 2$, o volume de ST1-1 aumenta gradualmente. Há, logo, possivelmente uma relação entre o nó mais à jusante e a transferência de volumes para a bacia à jusante da saída da rede. O cruzamento dessa informação com os volumes transferidos para a jusante podem confirmar se há uma possível relação.

A TABELA 19 apresenta a variação dos volumes para os diferentes cenários combinando os pesos para ocorrência de inundações na bacia de jusante e a atual.

TABELA 19 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS DE Θ_2/Θ_1 .

θ_1	θ_2/θ_1	Volume de entrada (m³)	Volume de saída (m³)	Volume armazenado ao fim da simulação (m³)	Volume de inundação à montante (m³)	Volume transferido para jusante (m³)	Volume total de reservatórios (m³)	Valor da Função Objetivo
2	0 (modelo 1)	4.322	3.633	24	665	0	2.432	3762
	0,5	4322	3614	21	687	228	2340	3942
	1	4322	3659	27	636	31	2427	3761
	2	4322	3594	30	698	0	2583	3979
50	0 (modelo 1)	4.322	4.252	70	0	0	4491	4491
	0,5	4322	4236	86	0	0	4689	4689
	1	4322	4219	103	0	0	5219	5219
	2	4322	4181	75	66	0	4406	7706

Os resultados apresentados na TABELA 19 confirmam uma possível relação entre um maior volume de ST1-1 e a não transferência de volumes para jusante para $\theta_1 = 2$.

Para os cenários originados de $\theta_1 = 2$ não foram observadas mudanças significativas nos volumes de inundação na área da bacia à montante da saída da rede de drenagem. O volume transferido para a jusante foi inversamente proporcional ao aumento de θ_2 , o que era esperado. A FIGURA 32 mostra a variação dos volumes com a mudança da razão de θ_2/θ_1 para $\theta_1 = 2$.

Diferentemente do que ocorre no modelo 1, os valores foram mais constantes. Deve-se essa baixa mobilidade dos volumes à inserção do terceiro termo da função objetivo e da manutenção de θ_1 para todos os cenários analisados na referida figura.

Para os cenários derivados de $\theta_1 = 50$, não há ocorrência de transferência de volumes para jusante, o que é razoável, uma vez que os resultados do modelo 1 já mostraram que não há volume de inundação à montante da saída da rede de drenagem, ou seja, não havia volume a ser transferido.

Um resultado não previsto foi a ocorrência de inundação na área de montante para $\theta_1 = 50$ e $\theta_2/\theta_1 = 2$. Neste cenário, os volumes de reservação foram um pouco menores do que os obtidos no modelo 1 para $\theta_1 = 50$, o que pode explicar o volume de inundação de 66 m^3 na área de montante para o referido cenário. A inundação ocorrida é de baixa magnitude, como mostra a FIGURA 33, apesar de seu grande efeito sobre o valor da função objetivo. Apesar disso, os resultados foram condizentes com o esperado para estes cenários, onde a ocorrência de volumes de inundação ou sua transferência para a jusante sofrem maiores penalizações, logo a ocorrência dos mesmos foram de baixa magnitude ou não aconteceram.

FIGURA 32 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES PARA DIFERENTES VALORES DE θ_2 COM $\theta_1 = 2$.

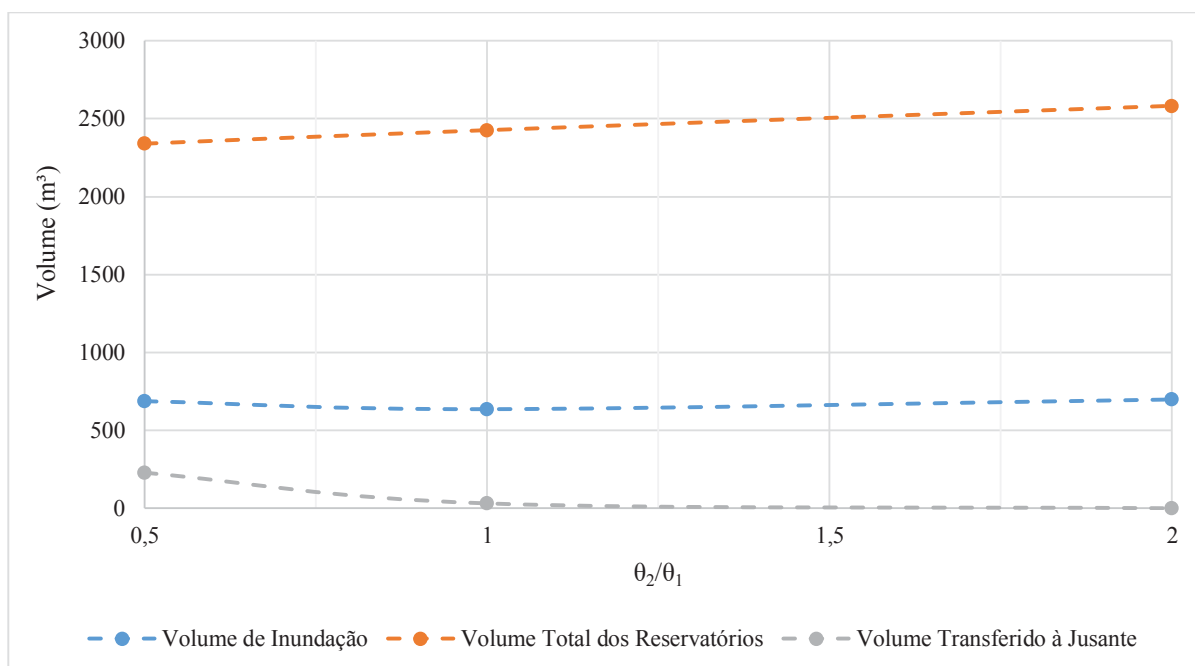
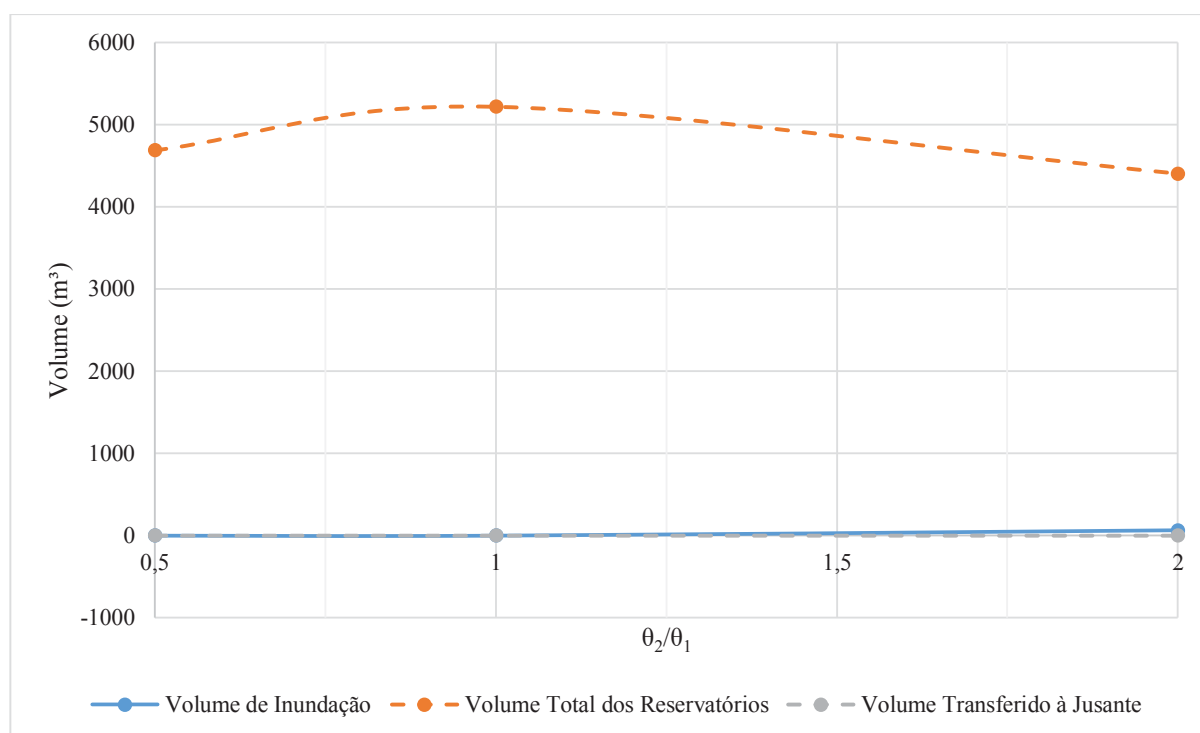


FIGURA 33 - VARIAÇÃO DOS VOLUMES PARA DIFERENTES VALORES DE θ_2 COM $\theta_1 = 50$.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Enchentes e inundações causados por eventos chuvosos são problemas recorrentes em centros urbanos. Cidades brasileiras têm enfrentado esse problema em diversas magnitudes, desde inundações pontuais a grandes enchentes. A depender do sistema de drenagem implementado, as redes de drenagem podem agravar tais situações. O controle e gerenciamento dos volumes de águas pluviais são medidas de grande importância para evitar ou mitigar os efeitos negativos causados pela precipitação.

Devido à problemática descrita, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas para entender e gerenciar da melhor forma a alocação de volumes em sistemas de drenagem urbana. Neste contexto, o presente trabalho se apresentou como uma tentativa de implementação de um método capaz de definir a melhor distribuição para esses volumes, utilizando uma função objetivo de minimização.

A ferramenta utilizada é um algoritmo de recozimento simulado, que tem como função-objetivo a minimização dos volumes de reservatórios, dos volumes de inundação na bacias à montante e à jusante da saída da rede de drenagem. Os volumes de inundação carregam pesos que são utilizados para balizarem as decisões do algoritmo para o objetivo proposto pelo operador. O algoritmo realiza as iterações suportado pelo SWMM, que realiza as simulações hidrológicas e hidráulicas. Por fim, o algoritmo apresenta a distribuição de volumes que apresenta o menor custo para a função objetivo.

Os resultados obtidos apontam para uma boa capacidade de gestão destes volumes pela utilização da ferramenta desenvolvida ao longo desta pesquisa. A partir de pesos definidos por meio das características das bacias de montante e jusante, foi possível manejar estes volumes para que sua alocação atendessem ao objetivo final do operador do método, seja este objetivo a contenção, por meio dos microrreservatórios de detenção ou a liberação de volumes de inundação nas bacias citadas.

Para a validação do método foram utilizadas duas chuvas de projeto, desenvolvidas para o dimensionamento da rede e para a realização das simulações, com tempos de recorrência de 2 e 100 anos, respectivamente. Além disso, foram concebidas duas áreas de drenagem hipotéticas para a implementação dos sistemas de drenagem e do algoritmo.

Baseado nas chuvas de projeto e na área de drenagem hipotética I foi implementado um modelo simplificado, que não leva em conta a inundação à jusante e a totalidade das restrições. Os resultados deste modelo indicam que, para as condições de contorno estabelecidos neste estudo, o algoritmo deve realizar um total de 10.000 iterações divididas entre 80 ciclos de 125 tentativas. Mostram ainda que a medida que o número de iterações aumenta, o desvio-padrão dos volumes determinados pelo algoritmo diminuem, isso reforça a confiabilidade dos resultados obtidos, uma vez que adotou-se um número considerável de iterações.

Utilizando-se a área de drenagem hipotética II, o modelo 1 foi utilizado para a verificação da importância da atribuição de pesos sobre a ocorrência de enchentes, além da verificação da resposta hidráulica às variações das condições de contorno do algoritmo. Foi possível perceber como a função objetivo é guiada pelos pesos a determinar diferentes configurações de distribuição dos volumes. Um resultado importante foi a percepção da importância da rede de microrreservatórios como um todo sobre a importância individual de reservatórios.

As análises hidráulicas mostraram uma resposta coerente com as alterações realizadas nos pesos da função objetivo. Os cenários tiveram vazões, volumes e tempos de resposta do sistema de drenagem de acordo com as suas características e mostraram a capacidade da combinação do algoritmo e do modelo hidrológico para a representação de sistemas físicos.

Por fim, o modelo 2, usando a mesma área de drenagem hipotética II, buscou a abordagem de uma mudança de paradigma da drenagem urbana atual, na qual não se transferem efeitos negativos de um evento de precipitação para jusante. O modelo buscou quantificar e punir a ocorrência de inundações à jusante, causadas pela bacia à montante. Fundamentado em dois cenários do modelo 1, foram concebidos cenários para o modelo 2 que considerassem essa possibilidade.

Os resultados para os cenários desenvolvidos foram convergentes aos dos cenários de origem (modelo 1). Entretanto, foi possível notar tendências geradas pela transferência de volumes, mostrando que essa pode ser também um parâmetro de decisão para a alocação de volumes, desde que sejam consideradas as características das bacias em questão.

Para o prosseguimento deste estudo, algumas ideias podem ser consideradas. A implementação do método em uma área de drenagem real será de fundamental importância para

atestar a sua aplicabilidade e validade. Com essa aplicação, a calibração e validação de vazões e volumes também seriam contribuições importantes. Outros tipos de infraestrutura verde, tais como telhados verdes, jardins de chuva e pavimentos permeáveis poderiam ser variáveis de decisão. A qualidade da água poderia ser, até mesmo, parte da função objetivo.

Outros métodos de otimização também podem ser testados e comparados a este estudo para possíveis melhoramentos. O algoritmo desenvolvido se apresenta como amigável e versátil, podendo ser facilmente alterado para se adaptar às necessidades do desenvolvedor do estudo. É importante destacar que incertezas não são eliminadas pela determinação ótima da alocação. Contudo, o algoritmo apresenta uma alternativa equitativa para diferentes condições de contorno, facilitando a tomada de decisão.

Trabalhos futuros podem considerar pesos individuais para cada sub-bacia a partir das características de cada uma. Outra alternativa é a consideração de vazões na função objetivo para trabalhar-se diretamente sobre o hidrograma. Estudos multidisciplinares de ordem econômica, financeira e social podem ser desenvolvidos para determinação dos pesos utilizados.

Os resultados obtidos fornecem evidências de que o método desenvolvido pode ser uma ferramenta capaz de auxiliar na gestão de sistemas de drenagem urbana para a alocação de volumes a partir dos objetivos propostos pelos tomadores de decisão, proporcionando alternativas ótimas para a alocação de volumes de reservação e inundação.

REFERÊNCIAS

AHMADISHARAF, E.; TAJRISHY, M.; ALAMDARI, N. Integrating flood hazard into site selection of detention basins using spatial multi-criteria decision-making. **Journal of Environmental Planning and Management**, v. 59, n. 8, p. 1397–1417, 2016.

AMINJAVAHERI, S. M.; NAZIF, S. Determining the robust optimal set of BMPs for urban runoff management in data-poor catchments. **Journal of Environmental Planning and Management**, v. 61, n. 7, p. 1180–1203, 2018. Taylor & Francis. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1080/09640568.2017.1337567>>.

ANDÍA, H. M. N. **Análise Operacional Durante Transiente Em Usinas Hidrelétricas Com Escoamento Em Canal E Câmara De Carga**. 110 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

ARAÚJO, D. C. DE; SILVA, P. O. DA; WILSON F. C.; JAIME J. S. P. C. Multicriteria analysis applied to the management of urban pluvial waters. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 22, n. 18, p. 11, 2017.

ARAUJO, H. A. **Algoritmo Simulated Annealing: Uma Nova Abordagem**. 117 f. Dissertação (Mestrado em Ciência da Computação). Universidade Federal de Santa Catarina. 2001.

AVILA, H.; AVILA, L.; SISA, A. Dispersed Storage as Stormwater Runoff Control in Consolidated Urban Watersheds with Flash Flood Risk. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 142, n. 12, p. 04016056, 2016. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29WR.1943-5452.0000702>>. .

BALABRAM, P.R. **Utilização De Indicador Geomorfológico Para Fixação De Medidas De Controle De Cheias Em Áreas Urbanas Estudo De Caso: Brasília – DF**. Dissertação Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre. ABRH, 2005. 266 p.

BRASIL. Lei no 11.445. Brasília: Presidência da República. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF 2007.

BROWN, R. A.; LINE, D. E.; HUNT, W. F. LID Treatment Train: Pervious Concrete with Subsurface Storage in Series with Bioretention and Care with Seasonal High Water Tables.

Journal of Environmental Engineering, v. 138, n. 6, p. 689–697, 2011.

BURGER, L. C. **Adaptação e Análise do Método de Hershfield para Estimativa da Precipitação Máxima Provável (PMP)**. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2014.

BUTLER, D.; DAVIES, J. W. **Urban Drainage. Third Edition**. ed. New York, USA: Taylor & Francis Group, 2011.

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. 2a ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

CHILL, J.; MAYS, L. W. Determination of the Optimal Location for Developments to Minimize Detention Requirements. **Water Resources Management**, v. 27, n. 15, p. 5089–5100, 2013.

Chocat, B. (Editor). **Encyclopédie d'Hydrologie Urbaine et de l'Assainissement**. Paris - França. Editora: Lavoisier, p. 1124, 1997.

CIMORELLI, L.; MORLANDO, F.; COZZOLINO, L.; et al. Optimal Positioning and Sizing of Detention Tanks within Urban Drainage Networks. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 142, n. 1, p. 04015028, 2016. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29IR.1943-4774.0000927>>. .

CRUZ, M. A. S.; SOUZA, C. F.; TUCCI, C. E. M. **Controle Da Drenagem Urbana No Brasil: Avanços E Mecanismos Para Sua Sustentabilidade**. 2007.

CRUZ, M. A. S. **Otimização Do Controle Da Drenagem Em Macrobacias Urbanas**. 2004. 233 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental)- Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

CUNHA, M. C.; ZEFERINO, J. A.; SIMÕES, N. E.; SALDARRIAGA, J. G. Optimal location and sizing of storage units in a drainage system. **Environmental Modelling and Software**, v. 83, p. 155–166, 2016.

DIERKES, C.; LUCKE, T.; HELMREICH, B. General technical approvals for decentralized sustainable urban drainage systems (SUDS)-the current situation in Germany. **Sustainability (Switzerland)**, v. 7, n. 3, p. 3031–3051, 2015.

Drumond, P.P.; Moura, P.M.; Coelho M.L.P. Comparison the monitoring data of an on-site stormwater detention (OSD) and the results in the use of theoretical methods for its design. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v. 23, e18, 2018.

ESLAMIAN, S. **Handbook of Engineering Hydrology: Fundamentals and Applications, Book I**. New York, USA: Taylor & Francis Group, 2014a.

ESLAMIAN, S. **Handbook of Engineering Hydrology: Environmental Hydrology and Water Management, Book III**. New York, USA: Taylor & Francis Group, 2014b.

ESLAMIAN, S. **Handbook of Engineering Hydrology: Modeling, Climate Change, and Variability, Book II**. New York, USA: Taylor & Francis Group, 2014c.

FENDRICH, R.; GEVAERD, P. H. F. **Detenção de águas pluviais no controle de enchentes urbanas no Estado do Paraná**. 1ª ed. Curitiba: UFPR, 2014.

FIGUEIRA, J.; GRECO, S.; EHRGOTT, M. **Multiple Criteria Decision Analysis: State Of The Art Surveys**. 1o ed. Boston: Springer Science + Business Media, 2005.

FLETCHER, T. D.; SHUSTER, W.; HUNT, W. F.; et al. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. **Urban Water Journal**, v. 12, n. 7, p. 525–542, 2015. Taylor & Francis. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314>>. .

GOLDEN, H. E.; HOGHOOGHI, N. Green infrastructure and its catchment-scale effects: an emerging science. *Wiley Interdisciplinary Reviews: Water*, v. 5, n. February, p. e1254, 2017. Disponível em: <<http://doi.wiley.com/10.1002/wat2.1254>>.

GRIBBIN, J. E. **Introduction to Hydraulics & Hydrology: With Applications for Stormwater Management**. Fourth Edi ed. New York, USA: Delmar, Cengage Learning, 2014.

H.M. RAGHUNATH. **Hydrology: Principles, Analysis, Design. Second Edition**. ed. New Delhi, India: NEW AGE INTERNATIONAL (P) LIMITED, 2006.

HAJKOWICZ, S.; COLLINS, K. A review of multiple criteria analysis for water resource planning and management. **Water Resources Management**, v. 21, n. 9, p. 1553–1566, 2007.

HINGRAY, B.; PICOUE, C.; MUSY, A. **Hydrology: A Science for Engineers**. Taylor &

Francis Group, 2015.

HUANG, C. L.; HSU, N. S.; LIU, H. J.; HUANG, Y. H. Optimization of low impact development layout designs for megacity flood mitigation. **Journal of Hydrology**, v. 564, n. July, p. 542–558, 2018. Elsevier. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2018.07.044>>.

HUANG, C. L.; HSU, N. S.; WEI, C. C.; LUO, W. J. Optimal spatial design of capacity and quantity of rainwater harvesting systems for urban flood mitigation. **Water (Switzerland)**, v. 7, n. 9, p. 5173–5202, 2015.

JAMES, W.; ROSSMAN, L. A.; JAMES, W. R. C. User's guide to SWMM5 13th Edition. 2010.

JAYASOORIYA; NG. Tools for modelling of Stormwater Management and Economics of Green Infrastructure Practices: A Review. **Water Air Soil Pollut.** DOI 10.1007/s11270-014-2055-1. 2014.

JHA, A. K.; BLOCH, R.; LAMOND, J. **A Guide to Integrated Urban Flood Risk Management for the 21st Century**. The World Bank, 2011.

JOYCE, J.; CHANG, N. BIN; HARJI, R.; RUPPERT, T. Coupling infrastructure resilience and flood risk assessment via copulas analyses for a coastal green-grey-blue drainage system under extreme weather events. **Environmental Modelling and Software**, v. 100, p. 82–103, 2018. Elsevier Ltd. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2017.11.008>>..

KIRKPATRICK, S.; GELATT, C. D.; VECCHI, M. P. Optimization by Simulated Annealing. **Wire**, v. 220, n. 4598, p. 671–680, 1983.

KULLER, M.; BACH, P. M.; RAMIREZ-LOVERING, D.; DELETIC, A. Framing water sensitive urban design as part of the urban form: A critical review of tools for best planning practice. **Environmental Modelling and Software**, v. 96, p. 265–282, 2017. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2017.07.003>>.

LAI, E.; LUNDIE, S.; ASHBOLT, N. J. Review of multi-criteria decision aid for integrated sustainability assessment of urban water systems. **Urban Water Journal**, v. 5, n. 4, p. 315–327, 2008.

LEE, E. H.; LEE, Y. S.; JOO, J. G.; JUNG, D.; KIM, J. H. Flood reduction in urban drainage systems: Cooperative operation of centralized and decentralized reservoirs. **Water (Switzerland)**, v. 8, n. 10, 2016.

LEE, J. G.; SELVAKUMAR, A.; ALVI, K.; et al. A watershed-scale design optimization model for stormwater best management practices. **Environmental Modelling and Software**, v. 37, p. 6–18, 2012. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.04.011>>.

LEITÃO, J. P.; CARBAJAL, J. P.; RIECKERMANN, J.; et al. Identifying the best locations to install flow control devices in sewer networks to enable in-sewer storage. **Journal of Hydrology**, v. 556, p. 371–383, 2018.

LI, F.; DUAN, H.-F.; YAN, H.; TAO, T. Multi-Objective Optimal Design of Detention Tanks in the Urban Stormwater Drainage System: Framework Development and Case Study. **Water Resources Management**, v. 29, n. 7, p. 2125–2137, 2015. Disponível em: <<http://link.springer.com/10.1007/s11269-015-0931-0>>.

LIM, S.; HO, V. H.; LEE, S. Y.; YOO, D. G.; KIM, J. H. Determination of optimal location and capacity of detention facilities. **Procedia Engineering**, v. 70, p. 1037–1045, 2014.

LIMA, J.; MARTINS, C.; TEMIDO MENDES, M.; et al. **Hidrologia urbana - Conceitos básicos Hidrologia**. 2010.

LIU, Y.; CIBIN, R.; BRALTS, V. F.; et al. Optimal selection and placement of BMPs and LID practices with a rainfall-runoff model. **Environmental Modelling and Software**, v. 80, p. 281–296, 2016. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2016.03.005>>.

LOPERFIDO, J. V.; NOE, G. B.; JARNAGIN, S. T.; HOGAN, D. M. Effects of distributed and centralized stormwater best management practices and land cover on urban stream hydrology at the catchment scale. **Journal of Hydrology**, v. 519, n. PC, p. 2584–2595, 2014. Elsevier B.V. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.07.007>>.

LÖWE, R.; VEZZARO, L.; MIKKELSEN, P. S.; GRUM, M.; MADSEN, H. Probabilistic runoff volume forecasting in risk-based optimization for RTC of urban drainage systems. **Environmental Modelling and Software**, v. 80, p. 143–158, 2016.

MASKREY, S. A.; MOUNT, N. J.; THORNE, C. R.; DRYDEN, I. Participatory modelling for stakeholder involvement in the development of flood risk management intervention options. **Environmental Modelling and Software**, v. 82, p. 275–294, 2016. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.envsoft.2016.04.027>>.

MIGUEZ, M. G.; PAULO, L.; MAGALHÃES, C. DE. **Urban Flood Control, Simulation and Management - an Integrated Approach. Methods and Techniques in Urban Engineering**, p. 1–262, 2010.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P. A catchment scale Integrated Flood Resilience Index to support decision making in urban flood control design. **Environment and Planning B: Urban Analytics and City Science**, v. 44, n. 5, p. 925–946, 2017.

MONTALTO, F. A.; BARTRAND, T. A.; WALDMAN, A. M.; et al. Decentralised green infrastructure: The importance of stakeholder behaviour in determining spatial and temporal outcomes. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 9, n. 12, p. 1187–1205, 2013.

MORENO, S. R. **Otimização do Planejamento Diário de Geração em Usinas Hidrelétricas**. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2012.

MUNSEY, F. D.; GLUECKSTEIN, L. J.; CALLIER, A. J.; et al. **Design And Construction of Urban Stormwater Management Systems: ASCE Manuals And Reports on Engineering Practice No. 77** (ASCE Manual and Reports on Engineering Practice). Amer Society of Civil Engineers, 1992.

OSSEYRANE, M. Guide De Gestion Des Eaux Pluviales. **Ministère Du Développement Durable, De l'Environnement, De La Faune Et Des Parcs ; Ministère Des Affaires Minucipales, Des Régions Et De l'Occupation Du Territoire**. Montréal, 2012.

PARANÁ, G. D. E. DO. **Manual de Drenagem Urbana Região Metropolitana de Curitiba-PR**. Curitiba, 2002.

PAZ, A. R. **Hidrologia Aplicada**. Universidade Estadual do Rio Grande do Sul. Caxias do Sul. 2004. Disponível em: <http://www.ct.ufpb.br/~adrianorpaz/artigos/apostila_HIDROLOGIA_APLICADA_UERGS.pdf>. Acessado em: 24 mai. 2017.

PEÑA-GUZMÁN, C. A.; MELGAREJO, J.; LOPEZ-ORTIZ, I.; MESA, D. J. Simulation of infrastructure options for urban water management in two urban catchments in Bogotá, Colombia. **Water (Switzerland)**, v. 9, n. 11, 2017.

PIPER, R. J. **How to write a systematic literature review: a guide for medical students**. National AMR. National AMR, p. 1–8, 2013. Disponível em: <<http://cures.cardiff.ac.uk/files/2014/10/NSAMR-Systematic-Review.pdf>>. .

RAVAZZANI, G.; AMENGUAL, A.; CEPPI, A.; et al. Potentialities of ensemble strategies for flood forecasting over the Milano urban area. **Journal of Hydrology**, v. 539, p. 237–253, 2016. Elsevier B.V. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.05.023>>.

RAGHUNATH H. M. **Hydrology: Principles, Analysis, and Design**. Hardcover .1985

RIGHETTO, A. M. **Manejo de Águas Pluviais Urbanas**. 1a ed. Rio de Janeiro: Projeto PROSAB, 2009.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model**. Environmental Protection, v. I, p. 37–46, 2017.

SHIRABE, T. Classification of spatial properties for spatial allocation modeling. **GeoInformatica**, v. 9, n. 3, p. 269–287, 2005.

SCHUELLER, T. **Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs**. Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Water Resources Planning Board. Washington, D.C. p. 229. 1987.

SIEKMANN, T.; SIEKMANN, M. Resilient urban drainage – Options of an optimized area-management. **Urban Water Journal**, v. 12, n. 1, p. 44–51, 2015.

SILVEIRA, A. L. L. DA. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, p. 5–23, 2005.

TAO, T.; WANG, J.; XIN, K.; LI, S. Multi-objective optimal layout of distributed storm-water detention. **International Journal of Environmental Science and Technology**, v. 11, n. 5, p. 1473–1480, 2014.

TASSI, R. **Efeitos dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2002.

THOMAS, N. W.; ARENAS AMADO, A.; SCHILLING, K. E.; WEBER, L. J. Evaluating the efficacy of distributed detention structures to reduce downstream flooding under variable rainfall, antecedent soil, and structural storage conditions. **Advances in Water Resources**, v. 96, p. 74–87, 2016. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2016.07.002>>. .

TRAVIS, Q. B.; ASCE, M.; MAYS, L. W.; ASCE, F. Optimizing Retention Basin Networks. **Journal Of Water Resources Planning And Management**, v. 134, n. 5, p. 432–439, 2008.

TSAKIRIS, G. Flood risk assessment: Concepts, modelling, applications. **Natural Hazards and**

Earth System Sciences, v. 14, n. 5, p. 1361–1369, 2014.

TUCCI, C. E. M.; BERTONI, J. C. **Inundações Urbanas Na América Do Sul**. Porto Alegre. ABRH, 2003.

TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. L. M. **Avaliação e Controle Da Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2000. 558 p

WANG, M.; SUN, Y.; SWEETAPPLE, C. Optimization of storage tank locations in an urban stormwater drainage system using a two-stage approach. **Journal of Environmental Management**, v. 204, p. 31–38, 2017. Elsevier Ltd. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.08.024>>. .

XING, W.; LI, P.; CAO, S. BING; et al. Layout effects and optimization of runoff storage and filtration facilities based on SWMM simulation in a demonstration area. **Water Science and Engineering**, v. 9, n. 2, p. 115–124, 2016. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.wse.2016.06.007>>. .

ZEFERINO, J. A.; ANTUNES, A. P.; CUNHA, M. C. An efficient simulated annealing algorithm for regional wastewater system planning. **Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering**, v. 24, n. 5, p. 359–370, 2009.

ZELLNER, M.; MASSEY, D.; MINOR, E.; GONZALEZ-MELER, M. Exploring the effects of green infrastructure placement on neighborhood-level flooding via spatially explicit simulations. **Computers, Environment and Urban Systems**, v. 59, 2016.

ZHANG, K.; CHUI, T. F. M. A comprehensive review of spatial allocation of LID-BMP-GI practices: Strategies and optimization tools. **Science of the Total Environment**, v. 621, p. 915–929, 2018. Elsevier B.V. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.11.281>>. .

ZHOU, Q. A Review of Sustainable Urban Drainage Systems Considering the Climate Change and Urbanization Impacts. **Water**, v. 6, n. 4, p. 976–992, 2014. Disponível em: <<http://www.mdpi.com/2073-4441/6/4/976/>>.

APÊNDICE 1 – CÓDIGO IMPLEMENTADO PARA O MODELO 1 – EXEMPLO.

@author: João Ponciano
"""

```
import numpy as np
import random
import math
import os
import pandas as pd
```

#importação dos dados e definição das variáveis

```
value1 = 100
value2 = 100
value3 = 100
value4 = 100
value5 = 100
value6 = 100
value7 = 100
value8 = 100
value9 = 100
value10 = 4000
```

```
print("Initial solution: ST1-1 to ST3-1", value1, value2, value3, value4, value5, value6, value7, value8, value9)
```

#definir função objetivo

```
def f(x):
    x1 = x[0] + x[1] + x[2] + x[3] + x[4] + x[5] + x[6] + x[7] + x[8]
    x2 = x[9]
    if x2 == 0:
        obj = x1
    else:
        obj = x1 + (2 * x2)
    return obj
```

#Numero maximo de reservatorios

#ponto inicial

```
x_start = [value1, value2, value3, value4, value5, value6, value7, value8, value9, value10]
```

#definição das variáveis e de seus ranges

```
#####
# Simulated Annealing
#####
```

Número de Ciclos

```
n = 80
```

Numero de tentativas por ciclos

```

m = 125
# Numero de soluções aceitas
na = 0.0
# Probabilidade de aceitar uma solução pior no início
p1 = 0.7
# Probabilidade de aceitar uma solução pior no final
p50 = 0.001
# Temperatura Inicial
t1 = -1.0/math.log(p1)
# Temperatura final
t50 = -1.0/math.log(p50)
# Redução fracional a cada ciclo
frac = (t50/t1)**(1.0/(n-1.0))
# Iniciar o x
x = np.zeros((n+1,10))
x[0] = x_start
xi = np.zeros(10)
xi = x_start
na = na + 1.0
# Melhores resultados até agora
xc = np.zeros(10)
xc = x[0]
fc = f(xi)
fs = np.zeros(n+1)
fs[0] = fc
# Temperatura atual
t = t1
# Média DeltaE
DeltaE_avg = 0.0
for i in range(n):
    print('Cycle: ' + str(i) + ' with Temperature: ' + str(t))
    for j in range(m):
        # Geração de novos pontos de teste
        xi[0] = xc[0] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[1] = xc[1] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[2] = xc[2] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[3] = xc[3] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[4] = xc[4] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[5] = xc[5] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[6] = xc[6] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[7] = xc[7] + ((random.random()-0.5)*1000)
        xi[8] = xc[8] + ((random.random()-0.5)*1000)

        # Clip para limites superiores e inferiores

        xi[0] = int(max(min(xi[0],4325), 0))
        xi[1] = int(max(min(xi[1],2162), 0))
        xi[2] = int(max(min(xi[2],1921), 0))
        xi[3] = int(max(min(xi[3],480), 0))
        xi[4] = int(max(min(xi[4],480), 0))
        xi[5] = int(max(min(xi[5],480), 0))
        xi[6] = int(max(min(xi[6],480), 0))
        xi[7] = int(max(min(xi[7],961), 0))
        xi[8] = int(max(min(xi[8],480), 0))

```

```

a1 = xi[0]
a2 = xi[1]
a3 = xi[2]
a4 = xi[3]
a5 = xi[4]
a6 = xi[5]
a7 = xi[6]
a8 = xi[7]
a9 = xi[8]

```

```

y1=str(int(a1))
y2=str(int(a2))
y3=str(int(a3))
y4=str(int(a4))
y5=str(int(a5))
y6=str(int(a6))
y7=str(int(a7))
y8=str(int(a8))
y9=str(int(a9))

```

```

    ###salvar os valores no arquivo para cada tentativa
file = open("zeroot.inp","w")
file.write("[TITLE]\n")
file.write(";;Project Title/Notes\n")
file.write("\n")
file.write("[OPTIONS]\n")
file.write(";;Option          Value\n")
file.write("FLOW_UNITS          CMS\n")
file.write("INFILTRATION        CURVE_NUMBER\n")
file.write("FLOW_ROUTING         DYNWAVE\n")
file.write("LINK_OFFSETS        DEPTH\n")
file.write("MIN_SLOPE            0\n")
file.write("ALLOW_PONDING        NO\n")
file.write("SKIP_STEADY_STATE    NO\n")
file.write("\n")
file.write("START_DATE          06/11/2018\n")
file.write("START_TIME          00:00:00\n")
file.write("REPORT_START_DATE   06/11/2018\n")
file.write("REPORT_START_TIME   00:00:00\n")
file.write("END_DATE            06/11/2018\n")
file.write("END_TIME            12:00:00\n")
file.write("SWEEP_START         01/01\n")
file.write("SWEEP_END           12/31\n")
file.write("DRY_DAYS            0\n")
file.write("REPORT_STEP         00:01:00\n")
file.write("WET_STEP            00:05:00\n")
file.write("DRY_STEP            01:00:00\n")
file.write("ROUTING_STEP        0:00:30\n")
file.write("RULE_STEP           00:00:00\n")
file.write("\n")
file.write("INERTIAL_DAMPING     PARTIAL\n")
file.write("NORMAL_FLOW_LIMITED BOTH\n")
file.write("FORCE_MAIN_EQUATION H-W\n")
file.write("VARIABLE_STEP       0.75\n")
file.write("LENGTHENING_STEP    0\n")
file.write("MIN_SURFAREA        1.14\n")

```

```

file.write("MAX_TRIALS      8\n")
file.write("HEAD_TOLERANCE    0.0015\n")
file.write("SYS_FLOW_TOL      5\n")
file.write("LAT_FLOW_TOL      5\n")
file.write("MINIMUM_STEP      0.5\n")
file.write("THREADS          1\n")
file.write("\n")
file.write("[EVAPORATION]\n")
file.write(";;Data Source  Parameters\n")
file.write(";;-----\n")
file.write("CONSTANT      0.0\n")
file.write("DRY_ONLY      NO\n")
file.write("\n")
file.write("[JUNCTIONS]\n")
file.write(";;Name      Elevation MaxDepth InitDepth SurDepth Aponded  \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("J1-1      998      0      0      0      0      \n")
file.write("J1-2      999.2    0      0      0      0      \n")
file.write("J1-3      1000.5   0      0      0      0      \n")
file.write("J1-4      1002.1   0      0      0      0      \n")
file.write("J2-1      999.6    0      0      0      0      \n")
file.write("J2-2      999.6    0      0      0      0      \n")
file.write("J2-3      1000.8   0      0      0      0      \n")
file.write("J2-4      1001.9   0      0      0      0      \n")
file.write("J3-1      1003.5   0      0      0      0      \n")
file.write("\n")
file.write("[OUTFALLS]\n")
file.write(";;Name      Elevation Type      Stage Data      Gated  Route To      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("OF1      997      FREE      NO      \n")
file.write("\n")
file.write("[STORAGE]\n")
file.write(";;Name      Elev.  MaxDepth InitDepth Shape      Curve Name/Params      N/A  Fevap")
Psi  Ksat  IMD  \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("ST1-1      998      1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y1)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST1-2      999.2    1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y2)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST1-3      1000.5   1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y3)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST1-4      1002.1   1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y4)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST2-1      999.6    1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y5)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST2-2      999.6    1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y6)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST2-3      1000.8   1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y7)

```

```

file.write("    0    0    0    0    \n")
file.write("ST2-4      1001.9 1    0    FUNCTIONAL ")
file.write(y8)
file.write("    0    0    0    0    \n")
file.write("ST3-1      1003.5 1    0    FUNCTIONAL ")
file.write(y9)
file.write("    0    0    0    0    \n")
file.write("\n")
file.write("[CONDUITS]\n")
file.write(";;Name      From Node    To Node    Length    Roughness InOffset  OutOffset InitFlow
MaxFlow \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("C1-1      J1-1      OF1      100      0.013    0    0    0    0    \n")
file.write("C1-2      J1-2      ST1-1     100      0.013    0    0.2  0    0    \n")
file.write("C1-3      J1-3      ST1-2     100      0.013    0    0.3  0    0    \n")
file.write("C1-4      J1-4      ST1-3     100      0.013    0    0.6  0    0    \n")
file.write("C2-1      J2-1      ST1-1     100      0.013    0    0.6  0    0    \n")
file.write("C2-2      J2-2      ST1-1     100      0.013    0    0.6  0    0    \n")
file.write("C2-3      J2-3      ST1-2     100      0.013    0    0.6  0    0    \n")
file.write("C2-4      J2-4      ST1-3     100      0.013    0    0.4  0    0    \n")
file.write("C3-1      J3-1      ST2-4     100      0.013    0    0.6  0    0    \n")
file.write("\n")
file.write("[ORIFICES]\n")
file.write(";;Name      From Node    To Node    Type      Offset    Qcoeff    Gated    CloseTime \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("OR1-1      ST1-1      J1-1      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR1-2      ST1-2      J1-2      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR1-3      ST1-3      J1-3      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR1-4      ST1-4      J1-4      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR2-1      ST2-1      J2-1      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR2-2      ST2-2      J2-2      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR2-3      ST2-3      J2-3      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR2-4      ST2-4      J2-4      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("OR3-1      ST3-1      J3-1      BOTTOM     0    0.6    NO    0    \n")
file.write("\n")
file.write("[XSECTIONS]\n")
file.write(";;Link      Shape      Geom1      Geom2      Geom3      Geom4      Barrels    Culvert \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("C1-1      CIRCULAR    1          0    0    0    1          \n")
file.write("C1-2      CIRCULAR    0.8        0    0    0    1          \n")
file.write("C1-3      CIRCULAR    0.7        0    0    0    1          \n")
file.write("C1-4      CIRCULAR    0.4        0    0    0    1          \n")
file.write("C2-1      CIRCULAR    0.4        0    0    0    1          \n")
file.write("C2-2      CIRCULAR    0.4        0    0    0    1          \n")
file.write("C2-3      CIRCULAR    0.4        0    0    0    1          \n")
file.write("C2-4      CIRCULAR    0.6        0    0    0    1          \n")
file.write("C3-1      CIRCULAR    0.4        0    0    0    1          \n")
file.write("OR1-1      CIRCULAR    0.9        0    0    0\n")
file.write("OR1-2      CIRCULAR    0.7        0    0    0\n")
file.write("OR1-3      CIRCULAR    0.6        0    0    0\n")
file.write("OR1-4      CIRCULAR    0.3        0    0    0\n")
file.write("OR2-1      CIRCULAR    0.3        0    0    0\n")
file.write("OR2-2      CIRCULAR    0.3        0    0    0\n")
file.write("OR2-3      CIRCULAR    0.3        0    0    0\n")
file.write("OR2-4      CIRCULAR    0.4        0    0    0\n")
file.write("OR3-1      CIRCULAR    0.3        0    0    0\n")

```

```

file.write("\n")
file.write("[INFLOWS]\n")
file.write(";;Node      Constituent   Time Series   Type   Mfactor Sfactor Baseline Pattern\n")
file.write(";;-----\n")
file.write("ST1-1      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST1-2      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST1-3      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST1-4      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST2-1      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST2-2      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST2-3      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST2-4      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("ST3-1      FLOW      TR100anos    FLOW    1.0    1.0      \n")
file.write("\n")
file.write("[TIMESERIES]\n")
file.write(";;Name      Date      Time      Value      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("TR100anos    0:00    0.000    \n")
file.write("TR100anos    0:01    0.111    \n")
file.write("TR100anos    0:02    0.222    \n")
file.write("TR100anos    0:03    0.334    \n")
file.write("TR100anos    0:04    0.445    \n")
file.write("TR100anos    0:05    0.556    \n")
file.write("TR100anos    0:06    0.667    \n")
file.write("TR100anos    0:07    0.630    \n")
file.write("TR100anos    0:08    0.593    \n")
file.write("TR100anos    0:09    0.556    \n")
file.write("TR100anos    0:10    0.519    \n")
file.write("TR100anos    0:11    0.482    \n")
file.write("TR100anos    0:12    0.445    \n")
file.write("TR100anos    0:13    0.408    \n")
file.write("TR100anos    0:14    0.371    \n")
file.write("TR100anos    0:15    0.334    \n")
file.write("TR100anos    0:16    0.297    \n")
file.write("TR100anos    0:17    0.259    \n")
file.write("TR100anos    0:18    0.222    \n")
file.write("TR100anos    0:19    0.185    \n")
file.write("TR100anos    0:20    0.148    \n")
file.write("TR100anos    0:21    0.111    \n")
file.write("TR100anos    0:22    0.074    \n")
file.write("TR100anos    0:23    0.037    \n")
file.write("TR100anos    0:24    0.000    \n")
file.write("\n")
file.write("[REPORT]\n")
file.write(";;Reporting Options\n")
file.write("SUBCATCHMENTS ALL\n")
file.write("NODES ALL\n")
file.write("LINKS ALL\n")
file.write("\n")
file.write("[TAGS]\n")
file.write("\n")
file.write("[MAP]\n")
file.write("DIMENSIONS 0.000 0.000 10000.000 10000.000\n")
file.write("Units      None\n")
file.write("\n")
file.write("[COORDINATES]\n")

```

```

file.write(";;Node      X-Coord      Y-Coord      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("J1-1      100.000      100.000      \n")
file.write("J1-2      100.000      200.000      \n")
file.write("J1-3      100.000      300.000      \n")
file.write("J1-4      100.000      400.000      \n")
file.write("J2-1      0.000      100.000      \n")
file.write("J2-2      200.000      100.000      \n")
file.write("J2-3      0.000      200.000      \n")
file.write("J2-4      200.000      300.000      \n")
file.write("J3-1      300.000      300.000      \n")
file.write("OF1      100.000      0.000      \n")
file.write("ST1-1      100.000      100.000      \n")
file.write("ST1-2      100.000      200.000      \n")
file.write("ST1-3      100.000      300.000      \n")
file.write("ST1-4      100.000      400.000      \n")
file.write("ST2-1      0.000      100.000      \n")
file.write("ST2-2      200.000      100.000      \n")
file.write("ST2-3      0.000      200.000      \n")
file.write("ST2-4      200.000      300.000      \n")
file.write("ST3-1      300.000      300.000      \n")
file.write("\n")
file.write("[VERTICES]\n")
file.write(";;Link      X-Coord      Y-Coord      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("\n")
file.write("\n")
file.close()

```

```

#parteSWMM
os.system("swmm5 zeroct.inp zeroct.rpt output" )
#Coletar dados do rpt
def arruma(ARQ):
    ler=open(ARQ+".rpt","r")
    N=ler.readlines()
    ler.close()
    esc=open(ARQ+".aux","w")
    for I in range(len(N)):
        A=N[I].split()
        #print(A)
        if len(A)==9:
            esc.write('{0}\n'.format(A[3]))
            esc.write('{0}\n'.format(A[7]))
        if len(A)==5:
            esc.write('{0}\n'.format(A[4]))
    esc.close()
#####
#####

```

```
arqs=['zeroct.rpt']
```

```

for k in range(len(arqs)):
    nome=arqs[k]
    nome=nome[:-4]
    #print(nome)

```



```

    arruma(nome)
    dt=pd.read_csv(nome+".aux",sep=',')
    qv1=dt.iloc[17][0]#inundacao
    qv2=dt.iloc[41][0]#vazao
    qv3=dt.iloc[16][0]#volume para jusante
#coleta flooding
    st=float(qv1)
#coleta vazão
    qt=float(qv2)

    xi[9] = 1000*st

    xi[9] = max(min(xi[9],100000), 0)
#aceitar solução pior
    DeltaE = abs(f(xi)-fc)

if (f(xi)>fc):
# Initialize DeltaE_avg if a worse solution was found
# on the first iteration
    if (i==0 and j==0):
        DeltaE_avg = DeltaE
        # objective function is worse
        # generate probability of acceptance
        p = math.exp(-DeltaE/(DeltaE_avg * t))
        # determine whether to accept worse point
        if (random.random()<p):
            # accept the worse solution
            accept = True
        else:
            # don't accept the worse solution
            accept = False
    else:
        # objective function is lower, automatically accept
        accept = True
    if (accept == True):
        # atualizar solução atual
        xc[0] = xi[0]
        xc[1] = xi[1]
        xc[2] = xi[2]
        xc[3] = xi[3]
        xc[4] = xi[4]
        xc[5] = xi[5]
        xc[6] = xi[6]
        xc[7] = xi[7]
        xc[8] = xi[8]
        xc[9] = xi[9]
        fc = f(xc)

# Guardar os melhores valores depois de cada ciclo
x[i+1][0] = xc[0]
x[i+1][1] = xc[1]
x[i+1][2] = xc[2]
x[i+1][3] = xc[3]
x[i+1][4] = xc[4]

```

```

x[i+1][5] = xc[5]
x[i+1][6] = xc[6]
x[i+1][7] = xc[7]
x[i+1][8] = xc[8]
x[i+1][9] = xc[9]
fs[i+1] = fc

    # incremento no número de soluções aceitas
na = na + 1.0
    # atualizar DeltaE_avg
DeltaE_avg = (DeltaE_avg * (na-1.0) + DeltaE) / na

print('Ordered reservoirs by ST1-1 to ST3-1', xc[0], xc[1], xc[2], xc[3], xc[4], xc[5], xc[6], xc[7], xc[8], 'flooding',
xc[9], "flow", qt, 'FO', f(xc))

# abaixar temperatura pro próximo ciclo
t = frac * t

##### ONDE ACABA O PROCESSO ITERATIVO#####

# print solução
print('Best solution: ' + str(xc))
print('Best objective: ' + str(fc))

```

APÊNDICE 2 – CÓDIGO IMPLEMENTADO PARA O MODELO 2 – EXEMPLO.

@author: João Ponciano
"""

```
import numpy as np
import random
import math
import os
import pandas as pd
```

#importação dos dados e definição das variáveis

```
value1 = 100
value2 = 100
value3 = 100
value4 = 100
value5 = 100
value6 = 100
value7 = 100
value8 = 100
value9 = 100
value10 = 4000
value11 = 4252
```

```
print("Initial solution: ST1-1 to ST3-1", value1, value2, value3, value4, value5, value6, value7, value8, value9)
```

#definir função objetivo

```
def f(x):
    x1 = x[0] + x[1] + x[2] + x[3] + x[4] + x[5] + x[6] + x[7] + x[8]
    x2 = x[9]
    x3 = x[10]
    if x2 == 0:
        if x3 == 0:
            obj = x1
        else:
            obj = x1 + (2 * x3)
    else:
        if x3 == 0:
            obj = x1 + (2 * x2)
        else:
            obj = x1 + (2 * x2) + (2 * x3)
```

```
    return obj
```

#Numero maximo de reservatorios

#ponto inicial

```
x_start = [value1, value2, value3, value4, value5, value6, value7, value8, value9, value10, value11]
```

```
#definição das variáveis e de seus ranges
```

```
#####
```

```
# Simulated Annealing
```

```
#####
```

```
# Número de Ciclos
```

```
n = 80
```

```
# Numero de tentativas por ciclos
```

```
m = 125
```

```
# Numero de soluções aceitas
```

```
na = 0.0
```

```
# Probabilidade de aceitar uma solução pior no início
```

```
p1 = 0.7
```

```
# Probabilidade de aceitar uma solução pior no final
```

```
p50 = 0.001
```

```
# Temperatura Inicial
```

```
t1 = -1.0/math.log(p1)
```

```
# Temperatura final
```

```
t50 = -1.0/math.log(p50)
```

```
# Redução fracional a cada ciclo
```

```
frac = (t50/t1)**(1.0/(n-1.0))
```

```
# Iniciar o x
```

```
x = np.zeros((n+1,11))
```

```
x[0] = x_start
```

```
xi = np.zeros(11)
```

```
xi = x_start
```

```
na = na + 1.0
```

```
# Melhores resultados até agora
```

```
xc = np.zeros(11)
```

```
xc = x[0]
```

```
fc = f(xi)
```

```
fs = np.zeros(n+1)
```

```
fs[0] = fc
```

```
# Temperatura atual
```

```
t = t1
```

```
# Média DeltaE
```

```
DeltaE_avg = 0.0
```

```
for i in range(n):
```

```
    print('Cycle: ' + str(i) + ' with Temperature: ' + str(t))
```

```
    for j in range(m):
```

```
        # Geração de novos pontos de teste
```

```
        xi[0] = xc[0] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[1] = xc[1] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[2] = xc[2] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[3] = xc[3] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[4] = xc[4] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[5] = xc[5] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[6] = xc[6] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[7] = xc[7] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[8] = xc[8] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[9] = xc[9] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[10] = xc[10] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[11] = xc[11] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[12] = xc[12] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[13] = xc[13] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[14] = xc[14] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[15] = xc[15] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[16] = xc[16] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[17] = xc[17] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[18] = xc[18] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[19] = xc[19] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
        xi[20] = xc[20] + ((random.random()-0.5)*1000)
```

```
# Clip para limites superiores e inferiores
```

```

xi[0] = int(max(min(xi[0],4325), 0))
xi[1] = int(max(min(xi[1],2162), 0))
xi[2] = int(max(min(xi[2],1921), 0))
xi[3] = int(max(min(xi[3],480), 0))
xi[4] = int(max(min(xi[4],480), 0))
xi[5] = int(max(min(xi[5],480), 0))
xi[6] = int(max(min(xi[6],480), 0))
xi[7] = int(max(min(xi[7],961), 0))
xi[8] = int(max(min(xi[8],480), 0))

```

```

a1 = xi[0]
a2 = xi[1]
a3 = xi[2]
a4 = xi[3]
a5 = xi[4]
a6 = xi[5]
a7 = xi[6]
a8 = xi[7]
a9 = xi[8]

```

```

y1=str(int(a1))
y2=str(int(a2))
y3=str(int(a3))
y4=str(int(a4))
y5=str(int(a5))
y6=str(int(a6))
y7=str(int(a7))
y8=str(int(a8))
y9=str(int(a9))

```

```

###salvar os valores no arquivo para cada tentativa
file = open("zeroct.inp", "w")
file.write("[TITLE]\n")
file.write(";;Project Title/Notes\n")
file.write("\n")
file.write("[OPTIONS]\n")
file.write(";;Option          Value\n")
file.write("FLOW_UNITS          CMS\n")
file.write("INFILTRATION        CURVE_NUMBER\n")
file.write("FLOW_ROUTING        DYNWAVE\n")
file.write("LINK_OFFSETS        DEPTH\n")
file.write("MIN_SLOPE            0\n")
file.write("ALLOW_PONDING        NO\n")
file.write("SKIP_STEADY_STATE    NO\n")
file.write("\n")
file.write("START_DATE          06/11/2018\n")
file.write("START_TIME           00:00:00\n")
file.write("REPORT_START_DATE    06/11/2018\n")
file.write("REPORT_START_TIME     00:00:00\n")
file.write("END_DATE             06/11/2018\n")
file.write("END_TIME              12:00:00\n")
file.write("SWEEP_START          01/01\n")
file.write("SWEEP_END             12/31\n")
file.write("DRY_DAYS              0\n")
file.write("REPORT_STEP          00:01:00\n")

```

```

file.write("WET_STEP      00:05:00\n")
file.write("DRY_STEP      01:00:00\n")
file.write("ROUTING_STEP      0:00:10\n")
file.write("RULE_STEP      00:00:00\n")
file.write("\n")
file.write("INERTIAL_DAMPING  PARTIAL\n")
file.write("NORMAL_FLOW_LIMITED BOTH\n")
file.write("FORCE_MAIN_EQUATION H-W\n")
file.write("VARIABLE_STEP    0.75\n")
file.write("LENGTHENING_STEP 0\n")
file.write("MIN_SURFAREA     1.14\n")
file.write("MAX_TRIALS       8\n")
file.write("HEAD_TOLERANCE   0.0015\n")
file.write("SYS_FLOW_TOL     5\n")
file.write("LAT_FLOW_TOL     5\n")
file.write("MINIMUM_STEP     0.5\n")
file.write("THREADS          1\n")
file.write("\n")
file.write("[EVAPORATION]\n")
file.write(";;Data Source  Parameters\n")
file.write(";;-----\n")
file.write("CONSTANT      0.0\n")
file.write("DRY_ONLY      NO\n")
file.write("\n")
file.write("[JUNCTIONS]\n")
file.write(";;Name      Elevation MaxDepth InitDepth SurDepth Aponded\n")
file.write(";;-----\n")
file.write("J1-1      998      0      0      0      0      \n")
file.write("J1-2      999.2    0      0      0      0      \n")
file.write("J1-3      1000.5   0      0      0      0      \n")
file.write("J1-4      1002.1   0      0      0      0      \n")
file.write("J2-1      999.6    0      0      0      0      \n")
file.write("J2-2      999.6    0      0      0      0      \n")
file.write("J2-3      1000.8   0      0      0      0      \n")
file.write("J2-4      1001.9   0      0      0      0      \n")
file.write("J3-1      1003.5   0      0      0      0      \n")
file.write("\n")
file.write("[OUTFALLS]\n")
file.write(";;Name      Elevation Type      Stage Data      Gated      Route To      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("OF1      997      FREE      NO      \n")
file.write("\n")
file.write("[STORAGE]\n")
file.write(";;Name      Elev.      MaxDepth InitDepth Shape      Curve Name/Params      N/A      Fevap")
Psi  Ksat  IMD  \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("ST1-1      998      1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y1)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST1-2      999.2    1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y2)
file.write("      0      0      0      \n")
file.write("ST1-3      1000.5   1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y3)
file.write("      0      0      0      \n")

```

```

file.write("ST1-4      1002.1  1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y4)
file.write("      0      0      0      0      \n")
file.write("ST2-1      999.6  1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y5)
file.write("      0      0      0      0      \n")
file.write("ST2-2      999.6  1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y6)
file.write("      0      0      0      0      \n")
file.write("ST2-3      1000.8  1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y7)
file.write("      0      0      0      0      \n")
file.write("ST2-4      1001.9  1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y8)
file.write("      0      0      0      0      \n")
file.write("ST3-1      1003.5  1      0      FUNCTIONAL ")
file.write(y9)
file.write("      0      0      0      0      \n")
file.write("\n")
file.write("[CONDUITS]\n")
file.write(";;Name      From Node      To Node      Length      Roughness      InOffset      OutOffset      InitFlow
MaxFlow \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("C1-1      J1-1      OF1      100      0.013      0      0      0      0      \n")
file.write("C1-2      J1-2      ST1-1      100      0.013      0      0.2      0      0      \n")
file.write("C1-3      J1-3      ST1-2      100      0.013      0      0.3      0      0      \n")
file.write("C1-4      J1-4      ST1-3      100      0.013      0      0.6      0      0      \n")
file.write("C2-1      J2-1      ST1-1      100      0.013      0      0.6      0      0      \n")
file.write("C2-2      J2-2      ST1-1      100      0.013      0      0.6      0      0      \n")
file.write("C2-3      J2-3      ST1-2      100      0.013      0      0.6      0      0      \n")
file.write("C2-4      J2-4      ST1-3      100      0.013      0      0.4      0      0      \n")
file.write("C3-1      J3-1      ST2-4      100      0.013      0      0.6      0      0      \n")
file.write("\n")
file.write("[ORIFICES]\n")
file.write(";;Name      From Node      To Node      Type      Offset      Qcoeff      Gated      CloseTime \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("OR1-1      ST1-1      J1-1      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR1-2      ST1-2      J1-2      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR1-3      ST1-3      J1-3      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR1-4      ST1-4      J1-4      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR2-1      ST2-1      J2-1      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR2-2      ST2-2      J2-2      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR2-3      ST2-3      J2-3      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR2-4      ST2-4      J2-4      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("OR3-1      ST3-1      J3-1      BOTTOM      0      0.6      NO      0      \n")
file.write("\n")
file.write("[XSECTIONS]\n")
file.write(";;Link      Shape      Geom1      Geom2      Geom3      Geom4      Barrels      Culvert \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("C1-1      CIRCULAR      1      0      0      0      1      \n")
file.write("C1-2      CIRCULAR      0.8      0      0      0      1      \n")
file.write("C1-3      CIRCULAR      0.7      0      0      0      1      \n")
file.write("C1-4      CIRCULAR      0.4      0      0      0      1      \n")
file.write("C2-1      CIRCULAR      0.4      0      0      0      1      \n")
file.write("C2-2      CIRCULAR      0.4      0      0      0      1      \n")
file.write("C2-3      CIRCULAR      0.4      0      0      0      1      \n")

```

```

file.write("C2-4      CIRCULAR  0.6      0      0      0      1      \n")
file.write("C3-1      CIRCULAR  0.4      0      0      0      1      \n")
file.write("OR1-1      CIRCULAR  0.9      0      0      0\n")
file.write("OR1-2      CIRCULAR  0.7      0      0      0\n")
file.write("OR1-3      CIRCULAR  0.6      0      0      0\n")
file.write("OR1-4      CIRCULAR  0.3      0      0      0\n")
file.write("OR2-1      CIRCULAR  0.3      0      0      0\n")
file.write("OR2-2      CIRCULAR  0.3      0      0      0\n")
file.write("OR2-3      CIRCULAR  0.3      0      0      0\n")
file.write("OR2-4      CIRCULAR  0.4      0      0      0\n")
file.write("OR3-1      CIRCULAR  0.3      0      0      0\n")
file.write("\n")
file.write("[INFLOWS]\n")
file.write(";;Node      Constituent  Time Series  Type  Mfactor  Sfactor  Baseline Pattern\n")
file.write(";;-----\n")
file.write("ST1-1      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST1-2      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST1-3      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST1-4      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST2-1      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST2-2      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST2-3      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST2-4      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("ST3-1      FLOW      TR100anos  FLOW  1.0      1.0      \n")
file.write("\n")
file.write("[TIMESERIES]\n")
file.write(";;Name      Date      Time      Value      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("TR100anos      0:00      0.000      \n")
file.write("TR100anos      0:01      0.111      \n")
file.write("TR100anos      0:02      0.222      \n")
file.write("TR100anos      0:03      0.334      \n")
file.write("TR100anos      0:04      0.445      \n")
file.write("TR100anos      0:05      0.556      \n")
file.write("TR100anos      0:06      0.667      \n")
file.write("TR100anos      0:07      0.630      \n")
file.write("TR100anos      0:08      0.593      \n")
file.write("TR100anos      0:09      0.556      \n")
file.write("TR100anos      0:10      0.519      \n")
file.write("TR100anos      0:11      0.482      \n")
file.write("TR100anos      0:12      0.445      \n")
file.write("TR100anos      0:13      0.408      \n")
file.write("TR100anos      0:14      0.371      \n")
file.write("TR100anos      0:15      0.334      \n")
file.write("TR100anos      0:16      0.297      \n")
file.write("TR100anos      0:17      0.259      \n")
file.write("TR100anos      0:18      0.222      \n")
file.write("TR100anos      0:19      0.185      \n")
file.write("TR100anos      0:20      0.148      \n")
file.write("TR100anos      0:21      0.111      \n")
file.write("TR100anos      0:22      0.074      \n")
file.write("TR100anos      0:23      0.037      \n")
file.write("TR100anos      0:24      0.000      \n")
file.write("\n")
file.write("[REPORT]\n")
file.write(";;Reporting Options\n")

```



```

file.write("SUBCATCHMENTS ALL\n")
file.write("NODES ALL\n")
file.write("LINKS ALL\n")
file.write("\n")
file.write("[TAGS]\n")
file.write("\n")
file.write("[MAP]\n")
file.write("DIMENSIONS 0.000 0.000 10000.000 10000.000\n")
file.write("Units    None\n")
file.write("\n")
file.write("[COORDINATES]\n")
file.write(";;Node      X-Coord      Y-Coord      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("J1-1      100.000      100.000      \n")
file.write("J1-2      100.000      200.000      \n")
file.write("J1-3      100.000      300.000      \n")
file.write("J1-4      100.000      400.000      \n")
file.write("J2-1      0.000      100.000      \n")
file.write("J2-2      200.000      100.000      \n")
file.write("J2-3      0.000      200.000      \n")
file.write("J2-4      200.000      300.000      \n")
file.write("J3-1      300.000      300.000      \n")
file.write("OF1       100.000      0.000      \n")
file.write("ST1-1     100.000      100.000      \n")
file.write("ST1-2     100.000      200.000      \n")
file.write("ST1-3     100.000      300.000      \n")
file.write("ST1-4     100.000      400.000      \n")
file.write("ST2-1     0.000      100.000      \n")
file.write("ST2-2     200.000      100.000      \n")
file.write("ST2-3     0.000      200.000      \n")
file.write("ST2-4     200.000      300.000      \n")
file.write("ST3-1     300.000      300.000      \n")
file.write("\n")
file.write("[VERTICES]\n")
file.write(";;Link      X-Coord      Y-Coord      \n")
file.write(";;-----\n")
file.write("\n")
file.write("\n")
file.close()

```

```

#parteSWMM
os.system("swmm5 zeroct.inp zeroct.rpt output" )
#Coletar dados do rpt
def arruma(ARQ):
    ler=open(ARQ+".rpt","r")
    N=ler.readlines()
    ler.close()
    esc=open(ARQ+".aux","w")
    for I in range(len(N)):
        A=N[I].split()
        #print(A)
        if len(A)==9:
            esc.write('{0}\n'.format(A[3]))
            esc.write('{0}\n'.format(A[7]))
        if len(A)==5:
            esc.write('{0}\n'.format(A[4]))

```

```

        esc.close()
#####
#####

arqs=['zeroct.rpt']

for k in range(len(arqs)):
    nome=arqs[k]
    nome=nome[:-4]
    #print(nome)
    arruma(nome)
    dt=pd.read_csv(nome+".aux",sep=',')
    qv1=dt.iloc[17][0]#inundacao
    qv2=dt.iloc[41][0]#vazao
    qv3=dt.iloc[16][0]#volume para jusante
    #coleta flooding
    st=float(qv1)
    #coleta vazão
    qt=float(qv3)

    xi[9] = 1000*st
    xi[10] = 1000*(qt - 3.633)

    xi[9] = max(min(xi[9],100000), 0)
    xi[10] = max(min(xi[10],100000), 0)
    #aceitar solução pior
    DeltaE = abs(f(xi)-fc)

    if (f(xi)>fc):
        # Initialize DeltaE_avg if a worse solution was found
        # on the first iteration
        if (i==0 and j==0):
            DeltaE_avg = DeltaE
            # objective function is worse
            # generate probability of acceptance
            p = math.exp(-DeltaE/(DeltaE_avg * t))
            # determine whether to accept worse point
            if (random.random()<p):
                # accept the worse solution
                accept = True
            else:
                # don't accept the worse solution
                accept = False
        else:
            # objective function is lower, automatically accept
            accept = True
        if (accept == True):
            # atualizar solução atual
            xc[0] = xi[0]
            xc[1] = xi[1]
            xc[2] = xi[2]
            xc[3] = xi[3]
            xc[4] = xi[4]

```

```

xc[5] = xi[5]
xc[6] = xi[6]
xc[7] = xi[7]
xc[8] = xi[8]
xc[9] = xi[9]
xc[10] = xi[10]
fc = f(xc)

# Guardar os melhores valores depois de cada ciclo
x[i+1][0] = xc[0]
x[i+1][1] = xc[1]
x[i+1][2] = xc[2]
x[i+1][3] = xc[3]
x[i+1][4] = xc[4]
x[i+1][5] = xc[5]
x[i+1][6] = xc[6]
x[i+1][7] = xc[7]
x[i+1][8] = xc[8]
x[i+1][9] = xc[9]
x[i+1][10] = xc[10]
fs[i+1] = fc

# incremento no número de soluções aceitas
na = na + 1.0
# atualizar DeltaE_avg
DeltaE_avg = (DeltaE_avg * (na-1.0) + DeltaE) / na

print('Ordered reservoirs by ST1-1 to ST3-1', xc[0], xc[1], xc[2], xc[3], xc[4], xc[5], xc[6], xc[7], xc[8], 'flooding',
xc[9], "voldownstream", xc[10], 'FO', f(xc))

# abaixar temperatura pro próximo ciclo
t = frac * t

##### ONDE ACABA O PROCESSO ITERATIVO#####

# print solução
print('Best solution: ' + str(xc))
print('Best objective: ' + str(fc))

```